



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ANALÝZA PREFABRIKOVANÝCH STĚN Z PROSTÉHO A SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

ANALYSIS OF PRECAST WALLS MADE OF PLAIN CONCRETE
AND LIGHTLY REINFORCED CONCRETE

DIZERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Miloslav Janda

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

BRNO 2019

© Miloslav Janda, 2019

Vysoké učení technické v Brně

Fakulta stavební

Ústav betonových a zděných konstrukcí

Analýza prefabrikovaných stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu

Abstrakt

Dizertační práce se zabývá analýzou prefabrikovaných stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu. Největší pozornost je věnována posouzení betonu a výztuže prefabrikovaných stěnových panelů s ohledem na výrobní, manipulační a finální stadia působení. V rámci provedených experimentů byla měřena dynamická složka zatížení panelů během manipulace. Bylo také provedeno měření smršťování betonu používaného k výrobě panelů v průběhu zrání. Byla zjišťována hodnota soudržnosti výztuže a mladého betonu o stáří 20 hodin a hodnota přilnavosti povrchu panelu k povrchu betonážního stolu. Dále bylo ověřováno namáhání panelů v průběhu vyjmutí z betonážního stolu, namáhání panelů při přejezdu nákladního vozidla přes překážku a síly v přepravním popruhu během převozu panelu na staveniště. Byly sestaveny výpočtové vztahy určené pro posouzení betonu a výztuže stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu. Výpočtové vztahy byly aplikovány v rámci návrhu konkrétního stěnového panelu a výsledky byly ověřeny nelineárními numerickými modely.

Klíčová slova

prefabrikované stěny, slabě vyztužený beton, experiment, numerický model

Analysis of precast walls made of plain concrete and lightly reinforced concrete

Abstract

This dissertation analyses precast walls made of plain concrete and lightly reinforced concrete. The main focus is on evaluating the concrete and the reinforcement of precast concrete wall panels in relation to manufacturing, handling, and final phases. The dynamic load component of panels during handling was measured in controlled tests. Shrinkage measurement was implemented during the maturing process of the concrete used for panel manufacturing. The value of cohesion was observed between the reinforcement and the concrete that had matured for 20 hours. It was also looked at the value of adhesive strength between the panel surface and the casting table. The experimental study checked the panel strain during removal from the casting table, the panel compression during a truck ride over an obstacle, and the tension in the carriage strap during panel transportation to the building site. Mathematical formulas were drawn up to validate the concrete and reinforcement of wall panels made of lightly reinforced concrete. Those mathematical formulas were applied in a specific panel wall design and the results were verified by nonlinear numerical models.

Keywords

precast walls, lightly reinforced concrete, tests, numerical model

Bibliografická citace VŠKP:

JANDA, Miloslav. *Analýza prefabrikovaných stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu*. Brno, 2019. 165 s. Dizertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem dizertační práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....
Ing. Miloslav Janda
autor práce

Poděkování

Poděkování patří především školiteli doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D. za nadstandardní pomoc při vypracování dizertační práce. Zejména děkuji za množství konzultací a poskytnutých cenných rad. Také bych rád poděkoval doc. Ing. Zdeňku Bažantovi, CSc., Ing. Josefu Netíkovi, Ing. Jiřímu Humlovi, Ing. Petru Wehrenbergovi, Mgr. Václavu Vackovi, přítelkyni Gabriele Brachové a rodičům.

OBSAH

1 ÚVOD.....	5
2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY	6
2.1 Konstrukční systémy prefabrikovaných budov	6
2.2 Konstrukční řešení stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu.....	8
2.2.1 Historické systémy	8
2.2.2 Současný stav	10
2.3 Normové předpisy a směrnice pro prefabrikované stěny z prostého a slabě vyztuženého betonu	12
2.3.1 Únosnost stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu.....	12
2.3.2 Zatížení stěnových panelů během manipulace a přepravy	17
2.3.3 Návrh montážních úchytů stěnových panelů	18
2.3.4 Manipulační a přepravní výztuž stěnových panelů.....	21
2.4 Stadia působení prefabrikovaných stěn.....	22
2.4.1 Výrobní stádium.....	22
2.4.2 Manipulační stádium	23
2.4.3 Přepravní stádium.....	23
2.4.4 Finální stádium působení.....	24
2.5 Provedené experimenty	26
3 CÍLE PRÁCE.....	27
4 METODY DOSAŽENÍ CÍLŮ	27
5 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST	28
5.1 Měření dynamické složky zatížení panelů v průběhu manipulace	28
5.1.1 Popis provedeného experimentu	28
5.1.2 Výsledky experimentu.....	32
5.1.3 Závěr.....	34
5.2 Měření smršťování betonu	34
5.2.1 Popis provedených experimentů	34
5.2.2 Výsledky experimentu.....	37
5.2.3 Závěr.....	39
5.3 Měření soudržnosti mezi výztuží a betonem ve stáří 20 hodin	40
5.3.1 Popis provedeného experimentu	40
5.3.2 Výsledky experimentu.....	41
5.3.3 Závěr.....	43
5.4 Měření přilnavosti povrchu panelu k betonážímu stolu.....	43
5.4.1 Popis provedeného experimentu	43
5.4.2 Výsledky experimentu.....	44
5.4.3 Závěr.....	45
5.5 Měření namáhání panelů v průběhu vyjmutí z betonážního stolu.....	45
5.5.1 Popis provedeného experimentu	45

5.5.2	Výsledky experimentu	48
5.5.3	Závěr	51
5.6	Měření namáhání panelů v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes překážku	51
5.6.1	Popis provedeného experimentu	51
5.6.2	Výsledky experimentu	52
5.6.3	Závěr	54
5.7	Měření síly v přepravním popruhu v průběhu převozu panelu na stavenišť	55
5.7.1	Popis provedeného experimentu	55
5.7.2	Výsledky experimentu	56
5.7.3	Závěr	56
6	STUDIE CHOVÁNÍ STĚNOVÝCH PANELŮ ZE SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU	57
6.1	Namáhání betonu stěnových panelů	57
6.1.1	Pevnost betonu při dvouosé napjatosti	58
6.1.2	Namáhání betonu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu	62
6.1.3	Model podpor panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu	64
6.1.4	Namáhání betonu v průběhu převozu na stavenišť	68
6.1.5	Vliv smršťování	73
6.1.6	Závěr	75
6.2	Namáhání výztuže stěnových panelů	75
6.2.1	Namáhání svislé výztuže pod přepravními úchyty	77
6.2.2	Namáhání vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly v místě přepravních úchytů	80
6.2.3	Namáhání vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly při horním okraji panelu při excentrickém působení svislého zatížení	88
6.2.4	Namáhání svislé lemovací výztuže	93
6.2.5	Namáhání vodorovné lemovací výztuže	96
6.2.6	Namáhání vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty	100
6.2.7	Namáhání svislé výztuže v oblasti přesahů svislé a vodorovné lemovací výztuže	101
6.2.8	Závěr	102
6.3	Příklad výpočtu únosnosti stěny z prostého betonu	103
7	PŘÍKLAD NÁVRHU STĚNOVÉHO PANELU ZE SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU	104
7.1	Popis panelu	104
7.2	Posouzení betonu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu	106
7.3	Posouzení betonu v průběhu přepravy	109
7.4	Posouzení betonu panelu ve finálním stadiu působení	113
7.5	Posouzení výztuže	114
7.5.1	Posouzení svislé výztuže pod přepravními úchyty	114

7.5.2	Posouzení vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu	115
7.5.3	Posouzení lemovací výztuže ve tvaru písmene "U" při horním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu	116
7.5.4	Posouzení vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu	117
7.5.5	Posouzení svislé lemovací výztuže v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu.....	117
7.5.6	Posouzení ohnuté sítě KARI při horním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu a ve finálním stavu působení	118
7.5.7	Posouzení ohnuté sítě KARI při dolním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu.....	120
7.6	Závěr	120
8	ANALÝZA STĚNOVÝCH PANELŮ POMOCÍ NELINEÁRNÍCH NUMERICKÝCH MODELŮ.....	121
8.1	Zatěžovací stav smršťování (ATENA)	121
8.2	Zatěžovací stav vyjmutí z betonážního stolu (ATENA)	124
8.3	Zatěžovací stav vyjmutí z betonážního stolu (IDEA STATICA DETAIL)....	131
8.4	Šířka trhlin vznikajících v místě přepravního úchyty (ATENA, IDEA STATICA DETAIL).....	134
8.5	ZÁVĚR	138
9	ZÁVĚR.....	139
9.1	Dosažení cílů dizertační práce	139
9.2	Doporučení pro další výzkum	140
10	LITERATURA.....	141
	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	145
	SEZNAM OBRÁZKŮ	149
	SEZNAM TABULEK	155
	PŘEHLED PUBLIKOVANÝCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K TÉMATU DIZERTAČNÍ PRÁCE	156
	SEZNAM PŘÍLOH	157

1 ÚVOD

Prefabrikované stěnové panely jsou využívány zejména pro výstavbu nosného systému budov díky řadě svých pozitivních vlastností, mezi které patří především vysoká pevnost betonu v tlaku a vysoká plošná hmotnost panelů, která působí příznivě na tepelnou stabilitu objektů a na akustické vlastnosti stěn. Stěnový systém též významně zvyšuje tuhost stavby.

V běžných stavbách prefabrikovaných objektů jsou stěny namáhány převážně svislým tlakem s malou excentricitou. Tento způsob zatížení umožňuje návrh stěnových panelů z prostého, případně ze slabě vyztuženého betonu.

Stěnové panely z prostého a slabě vyztuženého betonu ale během výroby, manipulace a přepravy procházejí řadou stadií, ve kterých jsou tyto konstrukce namáhány jinak než svislým tlakem. Například v průběhu manipulace panelů jeřábem působí panel jako vysoký zavěšený nosník. Pro bezpečný návrh stěnových panelů je tedy nutné výstižně stanovit jejich statické působení nejen ve finálním stadiu působení.

Dále je nutné uvážit řadu mechanických vlastností betonu použitého pro výrobu prefabrikovaných panelů. Pro finální stadium působení panelů je důležitá tlaková pevnost betonu, zatímco ve výrobních a montážních stadiích působení rozhoduje tahová pevnost betonu a soudržnost betonu s použitou výztuží.

Kromě požadavku na pevnost stěnových panelů z prostého nebo slabě vyztuženého betonu jsou důležité požadavky na vyloučení vzniku trhlin v panelech (mezní stavy použitelnosti). Význam vyloučení vzniku trhlin v panelech je o to větší, že současným trendem je snaha neomítat vnitřní povrch prefabrikovaných panelů a opatřit jej pouze běžnou tenkovrstvou výmalbou nebo nástřikem.

Stěnové panely z prostého nebo slabě vyztuženého betonu tedy musí vykazovat požadované vlastnosti nejen po zabudování v konstrukci, ale také v průběhu výroby, manipulace a přepravy.

2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

2.1 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PREFABRIKOVANÝCH BUDOV

Konstrukční systémy betonových prefabrikovaných budov rozlišujeme podle orientace nosných stěn na:

- příčné,
- podélné,
- obousměrné.

Dle Witzanyho [1] bylo hlavní výhodou panelových soustav v době jejich vzniku využití příčného konstrukčního systému. Příčné uspořádání nosných stěn umožnilo, na rozdíl od tradičních zděných systémů s podélným uspořádáním nosných stěn, „otevření“ obvodových konstrukcí a vytváření průčelí s průběžnými pásy oken a parapetů. Příčné uspořádání nosných stěn ovšem omezilo propojování sousedních traktů, např. v rámci bytu pouze dveřními otvory.

Lze rozlišit panelové soustavy konstruované jako příčné stěnové systémy. Podle Čechové [2] lze do této skupiny zařadit systémy P1.11, P1.21, D78. Příklad půdorysného schématu panelové soustavy P1.11 je uveden na obr. 1. Většina panelových soustav je ovšem konstruována jako příčný stěnový systém ztužený podélnými stěnami, kam lze zařadit zejména panelové soustavy G57, MSB, PS69, T08B, VVÚ-ETA. Příklad půdorysného schématu panelové soustavy T08B je uveden na obr. 2. Obousměrný systém pak vzniká kombinací příčného a podélného stěnového konstrukčního systému. Do této skupiny lze zařadit systémy T06B, T07B, B70, LARSEN-NIELSEN. Příklad obousměrného systému panelové soustavy T07B je uveden na obr. 3. Minimální tloušťka nosných stěn pro jednotlivé konstrukční systémy byla dle Čechové [2]:

- 140 mm - systémy T06B,
- 150 mm – systémy PS69, P1.11, B70, HKS 70, LARSEN-NIELSEN,
- 180 mm - systémy G57, MSB, P1.14, P1.15, PS69,
- 190 mm - systémy VVÚ-ETA.

Maximální vzdálenost nosných stěn dosahovala:

- 3600 mm - systémy G57, MSB, P1.14, P1.15, PS69, T06B, VVÚ-ETA,
- 4200 mm - systémy P1.11, P1.21, HKS 70, D78,
- 4500 mm - systém LARSEN-NIELSEN,
- 4800 mm - systém B70.

Pevnostní třída betonu nosných stěn byla:

- B 170 (C 12/15, C 16/20) - systémy T06B, PS69,
- B 250 (C 16/20, C 20/25) - systémy T08B,
- B 330 (C 25/30) - systémy B70, VVÚ ETA, BA NKS.

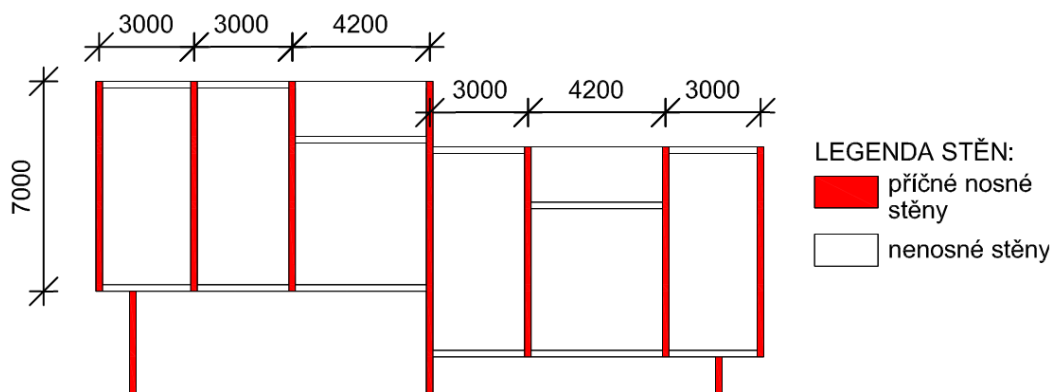
Maximální počet podlaží pak činil:

- 8 podlaží - systém HKS 70,
- 10 podlaží - systémy G57, MS B, P1.14, P1.15, PS69,
- 12 podlaží - systémy P1.11, P.21, LARSEN-NIELSEN, D78,
- 15 podlaží - systém T06B.

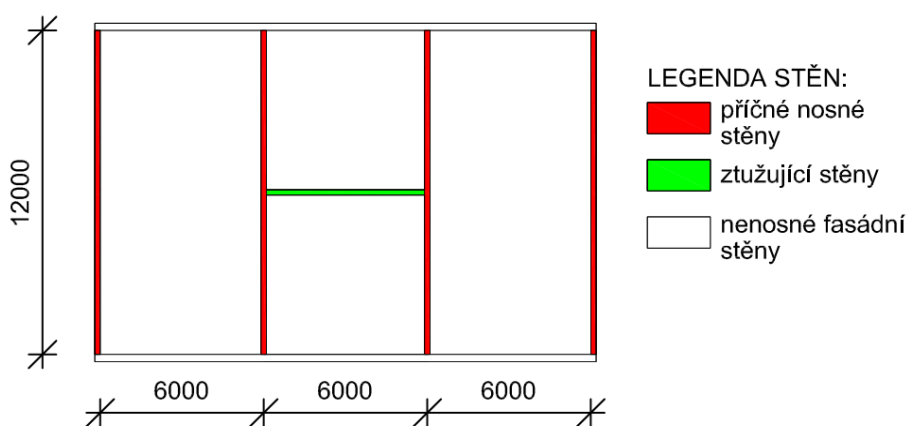
Ačkoliv lze první experimenty s prefabrikovanými konstrukcemi datovat už do 30. let 20. století, masivní rozvoj výstavby nastal v období:

- 50. let - G55, G56, G57,
- 60. let - PS69, HKS70, MSB,
- 70. let - T06B, T07B, B70, LARSEN-NIELSEN,
- 80. let - T08B, VVÚ ETA, D78.

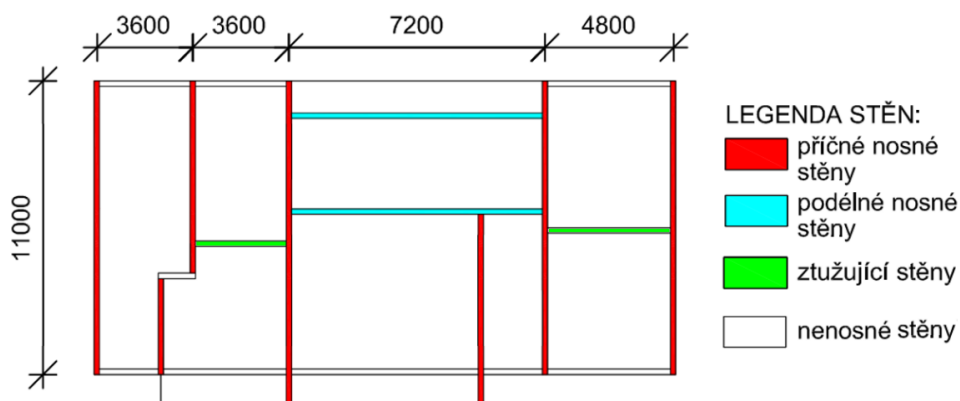
Povrchová úprava obvodových nosných stěn byla zpravidla realizována prostřednictvím fasádní cementové omítky. Povrchy vnitřních nosných stěn byly většinou opatřeny pouze tenkovrstvým štukem nebo tapetami.



Obr. 1 Soustava P1.11 (převzato z [2], příčný stěnový systém)



Obr. 2 Soustava T08B (převzato z [2], příčný stěnový systém se ztužujícími stěnami)



Obr. 3 Soustava T07B (převzato z [2], obousměrný stěnový systém)

2.2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STĚN Z PROSTÉHO A SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

2.2.1 Historické systémy

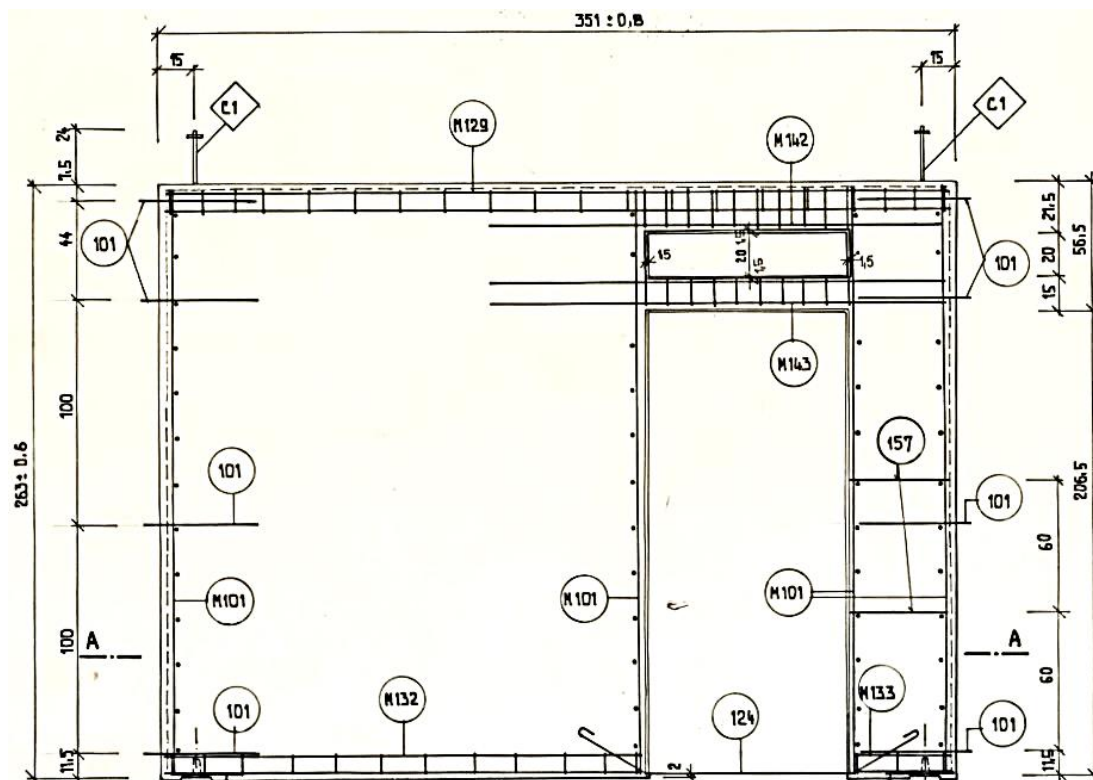
Prefabrikované stěny z prostého a slabě vyztuženého betonu byly používány zejména pro výstavbu prefabrikovaných bytových domů panelových soustav T06B, T07B, B60 a B70. Příklad výkresu výztuže slabě vyztuženého stěnového panelu s jedním otvorem je uveden na obr. 4. Z obr. 5 je zřejmý zčásti slabě vyztužený stěnový panel se dvěma otvory oddělenými standardně vyztuženým železobetonovým pilířem. Beton obou panelů je pevnostní třídy B 330 (C 25/30). Třídy použité betonářské výztuže označené dle normy ČSN 73 1201 : 1988 [3] byly:

- 10 425 (V) - hlavní nosná výztuž a smyková výztuž nadpraží,
- 10 335 (J) - smyková výztuž nadpraží,
- 10 216 (E) - vodorovná a svislá lemovací výztuž.

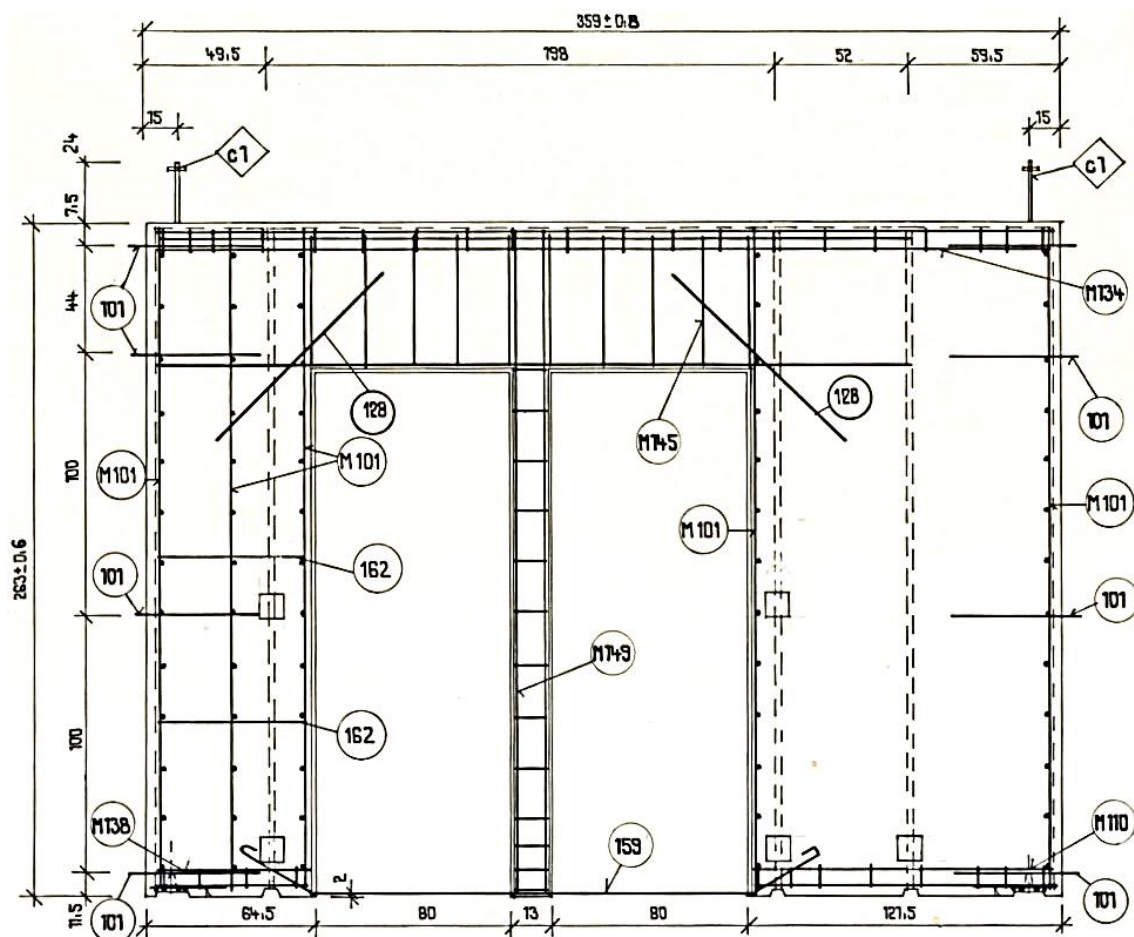
Hlavními prvky vyztužení jsou:

- svislá lemovací výztuž s příčně přivařenými vložkami (položka M101),
- vodorovná lemovací výztuž s příčně přivařenými vložkami ve tvaru písmene “U” (položky M110, M129, M132, M133, M134, M138),
- podélná výztuž nadpraží s přivařenými smykovými vložkami tvořícími svislé větve neuzavřených třmínků (položky M142, M143, M145),
- vyztužení pilíře (položka M149).

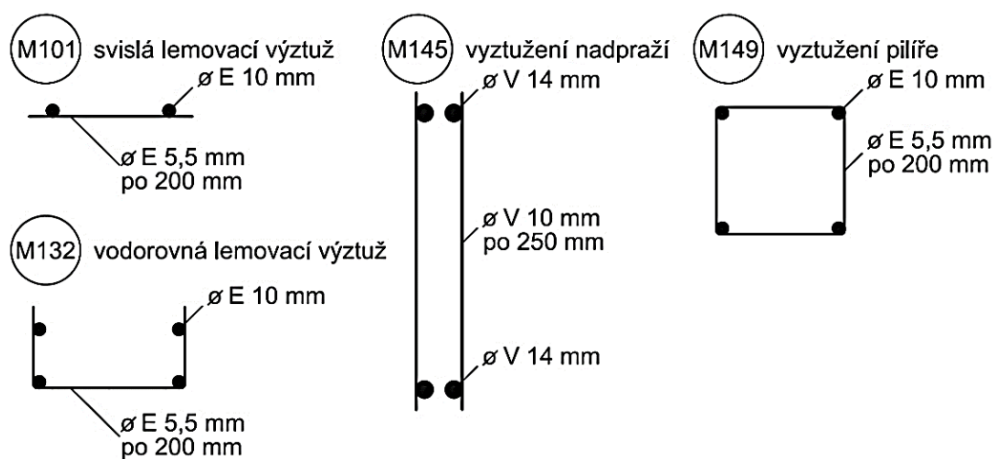
Příklady jednotlivých prvků vyztužení jsou znázorněny na obr. 6.



Obr. 4 Vyztužení stěnového panelu (panelová soustava B70, převzato z [4])



Obr. 5 Vyztužení stěnového panelu (panelová soustava B70, převzato z [4])



Obr. 6 Základní prvky vyztužení (panelová soustava B70, převzato z [4])

2.2.2 Současný stav

Navzdory ekonomické výhodnosti nejsou v současné době prefabrikované stěny ze slabě vyztuženého betonu často využívány. Příčinou tohoto stavu mohou být následující skutečnosti:

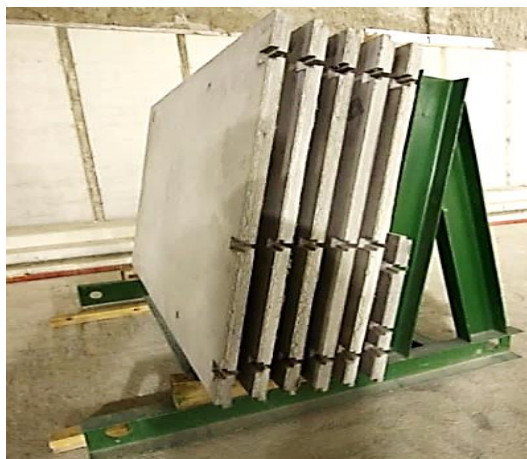
- Platnou normou ČSN EN 1992-1-1 [5] je omezen rozsah použití stěn. Z prostého nebo slabě vyztuženého betonu mohou být navrhovány pouze stěny, které nejsou namáhány dynamickým zatížením a jsou zatíženy tlakem s malou excentricitou.
- Většina výrobců montážních úchytů (např. návod HALFEN [6]) předpokládá plošné vyztužení v okolí úchytu, což komplikuje návrh vyztužení stěnového panelu pouze jako systému prutové výztuže.
- Maximální hodnota smršťování nebývá výrobcí směsí betonu zaručena a její reálná hodnota je často vyšší než hodnota stanovená výpočtem dle normy [5]. Při nedokonalém ošetřování slabě vyztuženého betonu pak může snadno dojít ke vzniku smršťovacích trhlin.

Vzhledem k výše zmíněným skutečnostem jsou panely ze slabě vyztuženého betonu používány spíše jako obkladové panely, betonové bloky sloužící pro výstavbu gravitačních opěrných zdí.

Příkladem použití slabě vyztuženého betonu pro obkladové panely jsou zákrytové desky konstrukčních podzemních stěn v hloubených tunelových úsecích tunelu Blanka v Praze (obr. 7, obr. 8). Byly použity panely tloušťky 45 mm vyztužené sítí z drátu o průměru 2,8 mm ve střednicové rovině ze samozhutnitelného vláknobetonu s polypropylenovými vlákny. V příčném řezu byla definitivní úprava stěn tunelu uspořádána tak, že se jednalo o kombinaci monolitické přibetonávky a obkladových tenkostěnných panelů. Panely byly k monolitickým stěnám přichyceny závitovými tyčemi vlepovanými pomocí chemické malty a prostor vzniklý mezi monolitickými stěnami a panely byl následně dobetonován.



Obr. 7 Pohled na usazené zákrytové panely (převzato z [7])



Obr. 8 Převravní klec s obkladovými panely (převzato z [7])

Za další aplikaci slabě vyztuženého betonu lze považovat také betonové bloky (obr. 9, obr. 10) využívané pro výstavbu opěrných stěn, ohrad pro zvířata nebo protihlukových

stěn. Dle popisu společnosti TBG METROSTAV [8] jsou betonové bloky stavební prvky z prostého betonu ve tvaru kvádrů se zámkem. Zámek je tvořen kónickými výstupky na horní ploše a vybráním na spodní ploše bloku.



Obr. 9 Blok z prostého betonu



Obr. 10 Stěna z betonových bloků

Stěnové panely ze slabě vyztuženého betonu však mohou být využity jako nosné stěny rodinných domů nebo nižších bytových domů. Příklad výztuže slabě vyztuženého plného stěnového panelu je uveden na obr. 11. Příklad montáže slabě vyztuženého plného prefabrikovaného stěnového panelu je uveden na obr. 12. Panel je součástí stěn čtyřpatrového bytového domu.



Obr. 11 Příklad výztuže slabě vyztuženého plného stěnového panelu



Obr. 12 Montáž panelu ze slabě vyztuženého betonu

2.3 NORMOVÉ PŘEDPISY A SMĚRNICE PRO PREFABRIKOVANÉ STĚNY Z PROSTÉHO A SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

2.3.1 Únosnost stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu

ČSN EN 1992-1-1 [5]

Norma zavádí pojem konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu. Normálová síla s jednoosou výstředností na mezi únosnosti stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu (obr. 14) je definována jako:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \phi, \quad (1)$$

kde je:

b celková šířka průřezu,
 h_w celková tloušťka průřezu,
 ϕ součinitel, kterým se zohledňuje výstřednost, včetně účinků druhého řádu a běžných účinků dotvarování.

Součinitel, kterým se zohledňuje výstřednost, včetně účinků druhého řádu a běžných účinků dotvarování, lze vypočítat jako:

$$\phi = \min \left\{ 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \cdot \frac{l_o}{h_w}; 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right\}, \quad (2)$$

kde je:

e_{tot} součet výstředností prvního řádu a přídavné výstřednosti pokrývající účinky geometrických imperfekcí,
 l_o účinná délka prvku (výška stěny v případě kloubového uložení).

Norma dále omezuje štíhlost stěn na $\lambda < 86$. Norma vymezuje použití konstrukcí z prostého a slabě vyztuženého betonu především pro stěny vystavené převážně tlaku jinému než od předpinání. Dále platí, že je třeba vyloučit účinky dynamického zatížení. Stěny nemají mít tloušťku menší než 120 mm a nemají být použity v seismicky aktivních oblastech. Pro výše zmíněné konstrukce umožňuje norma rozšířit pracovní diagram betonu k návrhové hodnotě pevnosti betonu v tahu:

$$f_{ctd,pl} = \frac{\alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (3)$$

kde je:

$f_{ctk,0,05}$ charakteristická hodnota tahové pevnosti betonu,
 γ_c dílčí součinitel spolehlivosti pro beton,
 $\alpha_{ct,pl}$ součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování.

Hodnotu součinitele $\alpha_{ct,pl}$ je doporučeno uvažovat:

1. $\alpha_{ct,pl} = 0,8$, pokud výrobce zaručí pevnost betonu v tahu průkaznými zkouškami a pokud současně jsou při návrhu konstrukce z prostého betonu výstižně stanoveny účinky nepřímých zatížení od objemových změn betonové konstrukce při předepsané technologii ošetřování mladého betonu,
2. $\alpha_{ct,pl} = 0,7$, pokud je splněna alespoň jedna z podmínek bodu 1,
3. $\alpha_{ct,pl} = 0,5$, pokud není splněna ani jedna z podmínek bodu 1.

ČSN 73 1201 : 1988 [3]

Zrušená československá norma také popisuje konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu. Rozlišuje následující způsoby napjatosti průřezu z prostého betonu na mezi porušení:

1. Jestliže rozhoduje porušení tahem (nelze připustit vznik trhlin, obr. 13, případ a), platí následující předpoklady:
 - Napětí v průřezu je rozděleno podle přímky.
 - V krajním taženém vlákne je napětí rovno návrhové hodnotě tahové pevnosti betonu.
 - V krajním tlačném vlákne napětí nepřestupuje návrhovou tlakovou pevnost betonu.
2. Jestliže nerozhoduje porušení tahem (lze připustit vznik trhlin, obr. 13, případ b), platí tyto předpoklady:
 - Beton v tahu nepůsobí.
 - V tlačné části průřezu je napětí rozděleno rovnoměrně a je rovno návrhové hodnotě tlakové pevnosti betonu.

Je omezena štíhlost stěn z prostého nebo slabě vyztuženého betonu hodnotou $\lambda < 80$. Fyzikální a geometrické nelinearity stěny včetně účinků dotvarování betonu jsou zohledněny prostřednictvím zvětšení výpočtové výstřednosti zatížení e_d . Dále je definován součinitel γ_{bs} , kterým je vyjádřen vliv vyztužení tahovou, popř. tlakovou výztuží na pevnost betonu:

$$\gamma_{bs} = 1,0 \quad \text{pro} \quad \mu_s \geq \mu_{s,min}, \quad (4)$$

$$\gamma_{bs} = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{\mu_s}{\mu_{s,min}} - \chi_{bs} \cdot \left(1 - \frac{\mu_s}{\mu_{s,min}}\right) \quad \text{pro} \quad 0 \leq \mu_s < \mu_{s,min}, \quad (5)$$

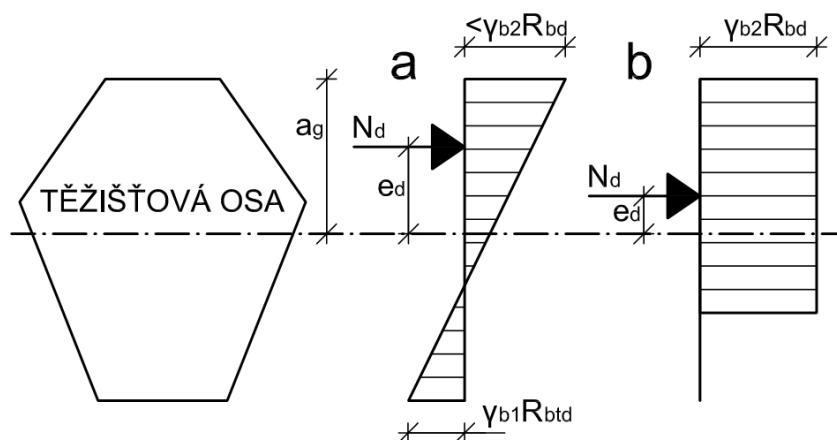
kde je:

μ_s stupeň vyztužení,

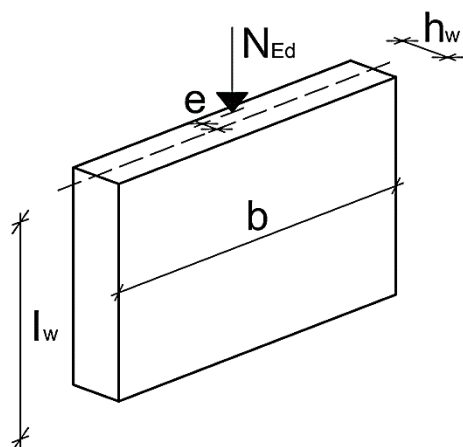
$\mu_{s,min}$ minimální stupeň vyztužení,

χ_{bs} součinitel závisující na pevnostní třídě betonu.

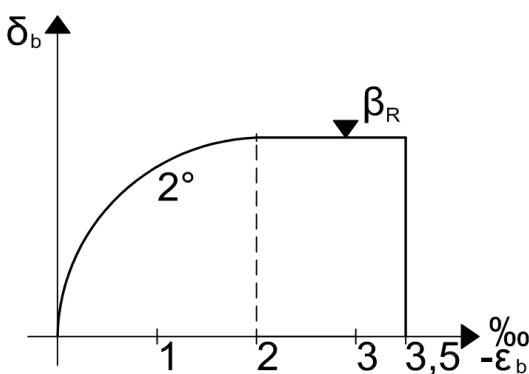
Úprava pevnosti betonu pomocí součinitele vlivu vyztužení průřezu v současných platných evropských normách není možná.



Obr. 13 Napjatost na mezi porušení průřezu z prostého betonu (převzato z [3])



Obr. 14 Označení pro stěny z prostého betonu (převzato a upraveno z [5])



Obr. 15 Pracovní diagram prvků z prostého betonu (převzato z [9])

DIN 1045 [9]

Německá norma definuje pro nosné konstrukce z nevyztuženého betonu následující konstrukční zásady:

- Do výpočtu nesmí být zahrnuto tahové působení betonu.
- Únosnost průřezu prvku z nevyztuženého betonu je určována podle pracovního diagramu na obr. 15.
- Vliv štíhlosti a nechtěné excentricity na únosnost tlačených prvků z nevyztuženého betonu se zohledňuje prostřednictvím součinitele K takto:

$$K = 1 - \frac{\lambda}{140} \cdot \left(1 + \frac{m}{3}\right), \quad (6)$$

kde je:

λ štíhlost prvku,
 m poměrná excentricita působíště zatížení,

$$m = \frac{e}{k}, \quad (7)$$

kde je:

e excentricita zatížení,

$$k = \frac{w_d}{A_b} = \frac{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2}{b \cdot h} = \frac{1}{6} \cdot h, \quad (8)$$

kde je:

w_d průřezový modul,
 A_b plocha průřezu,
 b šířka průřezu,
 h výška průřezu.

ACI 318M-11 [10]

Také americká norma zavádí pojem konstrukce z prostého, respektive slabě vyztuženého betonu. Za předpokladu, že zatížení působí ve střední třetině tloušťky průřezu (tedy spadá do jádra průřezu), lze stěny ze slabě vyztuženého betonu posuzovat dle následujícího vztahu:

$$\phi P_n \geq P_u, \quad (9)$$

kde je:

- ϕ součinitel únosnosti, pro konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu $\phi = 0,6$,
 P_n jmenovitá únosnost stěny (vyjádřená prostřednictvím osově síly),
 P_u zatížení (vyjádřené prostřednictvím osově síly) po vynásobení příslušnými součiniteli.

Jmenovitou únosnost stěny (vyjádřenou prostřednictvím osově síly) vypočítáme pomocí vztahu:

$$P_n = 0,45 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right], \quad (10)$$

kde je:

- f'_c charakteristická tlaková pevnost betonu,
 A_g plocha průřezu stěny,
 l_c svislá vzdálenost mezi vodorovnými podporami stěny,
 h výška průřezu (tloušťka) stěny.

Norma také zavádí vztahy pro obecnou kombinaci tlaku, respektive tahu a ohybu prvků z prostého nebo slabě vyztuženého betonu v případě, že zatížení nepůsobí v jádru průřezu posuzované stěny. Tlačená vlákna průřezu stěny pak musí splňovat podmínku:

$$\frac{P_u}{0,6 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right] \cdot A_g} + \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot S_m} \leq 1,0, \quad (11)$$

kde je:

- M_u zatížení (vyjádřené prostřednictvím ohybového momentu) po vynásobení příslušnými součiniteli,
 S_m průřezový modul stěny.

Tažená vlákna průřezu musí splňovat podmínku:

$$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 0,42 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}, \quad (12)$$

kde je:

- λ součinitel vlastností lehčeného betonu, v případě použití betonu s normální objemovou hmotností $\lambda = 1,0$.

Stěny z prostého a slabě vyztuženého betonu nemají mít tloušťku menší než 140 mm a nemají být použity v seismicky aktivních oblastech.

CAN/CSA-A23.3-04 [11]

Kanadská norma určuje pro stěny z prostého a slabě vyztuženého betonu zatížené osovou silou působící s excentricitou ve střední třetině průřezu (tedy uvnitř jádra průřezu) únosnost vyjádřenou prostřednictvím osové síly:

$$P_r = 0,37 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot t} \right)^2 \right], \quad (13)$$

kde je:

ϕ_c	součinitel únosnosti pro beton, pro konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu $\phi_c = 0,6$,
f'_c	charakteristická pevnost betonu,
A_g	plocha průřezu stěny,
k	součinitel efektivní délky stěny, $k = 0,8$, pokud je zabráněno rotaci na jednom nebo na obou koncích stěny, $k = 1,0$, není-li zabráněno rotaci na koncích stěny,
l_c	svislá vzdálenost mezi vodorovnými podporami stěny,
t	výška průřezu (tloušťka) stěny.

Kanadská norma podobně jako americká norma zavádí vztahy pro obecnou kombinaci tlaku, respektive tahu a ohybu prvků z prostého nebo slabě vyztuženého betonu v případě, že zatížení nepůsobí v jádru průřezu posuzované stěny. Napětí v tlačných vláknech průřezu musí být menší než hodnota:

$$0,75 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot t} \right)^2 \right], \quad (14)$$

Napětí v tažených vláknech průřezu musí být menší než:

$$0,37 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c}, \quad (15)$$

kde je:

λ	součinitel vlastností lehčeného betonu, v případě použití betonu s normální objemovou hmotností $\lambda = 1,0$.
-----------	---

Stěny z prostého a slabě vyztuženého betonu nemají mít tloušťku menší než 140 mm a nemají být použity v seismicky aktivních oblastech.

Závěr

Normy a směrnice pro navrhování betonových konstrukcí umožňují návrh nosných konstrukcí z prostého nebo slabě vyztuženého betonu. Ačkoliv se návrhové přístupy značně liší, lze nalézt několik společných principů:

- Nosné prvky z prostého nebo slabě vyztuženého betonu se nemají navrhovat v seismicky aktivních oblastech.
- Zatížení má být tlakové.
- Zvyšující se štíhlost prvků z prostého a slabě vyztuženého betonu progresivně snižuje únosnost.

2.3.2 Zatížení stěnových panelů během manipulace a přepravy

ČSN 73 1201 : 1988 [3]

Návrhovou sílu v přepravním úchytu během uvolňování z formy definuje zrušená československá norma jako:

$$N_{d1} = 1,3 \cdot \frac{\gamma_{fg}}{n \cdot \cos \alpha} \cdot (F_n + F_{adh,n}), \quad (16)$$

kde je:

F_n	součet normových hodnot všech sil působících na dílec ve směru předpokládaného pohybu v místě uchycení dílce,
$F_{adh,n}$	normová hodnota přilnavosti dílce k podložce nebo ke stěnám formy (lze uvažovat hodnotou $2,0 \text{ kN.m}^{-2}$),
γ_{fg}	součinitel zatížení vlastní tíhou ($\gamma_{fg} = 1,1$),
n	počet uvažovaných úchytů (maximální možný počet uvažovaných úchytů pro stěny je 2),
α	úhel sevřený směrem manipulační síly a směrem síly F_n .

Pro ostatní manipulace předepisuje norma návrhovou sílu v přepravním úchytu:

$$N_{d2} = 1,8 \cdot \frac{\gamma_{man} \cdot \gamma_{fg}}{n \cdot \cos \alpha} \cdot F_n, \quad (17)$$

kde je:

F_n	součet normových hodnot všech sil působících na dílec ve směru předpokládaného pohybu v místě uchycení dílce,
γ_{fg}	součinitel zatížení vlastní tíhou ($\gamma_{fg} = 1,1$),
γ_{man}	součinitel podmínek působení dílce (1,3 pro opakovaná použití, 1,0 v ostatních případech),
n	počet uvažovaných úchytů (maximální možný počet uvažovaných úchytů pro stěny je 2),
α	úhel sevřený směrem manipulační síly a směrem síly F_n .

VDI/BV-BC 6205 [12]

Návrhovou sílu v přepravním úchytu během uvolňování z formy definuje platná německá norma jako:

$$F_z = \frac{F_G \cdot z \cdot \xi}{n}, \quad (18)$$

nebo

$$F_z = \frac{(F_G + q_{adh} \cdot A_f) \cdot z}{n}, \quad (19)$$

kde je:

F_G	hmotnost dílce,
z	součinitel šikmosti zatížení,
ξ	součinitel přilnavosti bednění ($\xi = 2$ pro π - panely, $\xi = 3$ pro žebrované stropy a $\xi = 4$ pro kazetové stropy),

q_{adh}	hodnota přilnavosti k bednění ($q_{adh} = 1,0 \text{ kN.m}^{-2}$ pro hladké naolejované bednění, $q_{adh} = 2,0 \text{ kN.m}^{-2}$ pro hladké nenaolejované bednění a $q_{adh} = 3,0 \text{ kN.m}^{-2}$ pro hrubé bednění),
A_f	plocha kontaktu betonu a bednění,
n	počet nosných přepravních úchytů.

Pro ostatní manipulace předepisuje norma návrhovou sílu v přepravním úchytu:

$$F_z = \frac{F_G \cdot z \cdot \psi_{dyn}}{n}, \quad (20)$$

kde je:

ψ_{dyn}	dynamický součinitel zatížení ($\psi_{dyn} = 1,3$ pro věžové jeřáby, mostové jeřáby a autojeřáby bez pojezdu při zvedání panelu, $\psi_{dyn} = 2,5$ pro zvedání a dopravu panelu na rovném terénu a $\psi_{dyn} \geq 4,0$ pro zvedání a dopravu panelu na nerovném terénu).
--------------	--

2.3.3 Návrh montážních úchytů stěnových panelů

ČSN 73 1201 : 1988 [3]

Zrušená československá norma rozlišuje dva typy přepravních úchytů – úchytná oka a úchytné šrouby. Mezi základní namáhání úchytného oka patří namáhání na tah a na střih. Dimenzování úchytného oka na tah se provádí na sílu určenou dle vztahu:

$$\overline{N_{dt}} = \frac{0,6 \cdot N_{di}}{\cos(0,5 \cdot \beta + 30^\circ)}, \quad (21)$$

kde je:

N_{di}	větší z hodnot návrhových sil v přepravním úchytu (kap. 2.3.2) $N_{di} = \max(N_{d1}; N_{d2})$,
β	úhel sevřený větvemi úchytného oka.

Úchytné oko musí také splnit podmínku spolehlivosti:

$$\overline{N_{dt}} \leq \kappa \cdot A_s \cdot R_{sd}, \quad (22)$$

kde je:

$$\kappa = 0,05 \cdot d_s + 0,3 \leq 1,0,$$

d_s	jmenovitý průměr oka v mm,
A_s	průřezová plocha jedné větve oka,
R_{sd}	výpočtová pevnost (návrhová mez kluzu) oceli úchytného oka.

Dimenzování úchytného oka na střih se provádí na sílu:

$$\overline{N_{dt}} = N_{di}, \quad (23)$$

kde je:

N_{di}	větší z hodnot návrhových sil v přepravním úchytu (kap. 2.3.2) $N_{di} = \max(N_{d1}; N_{d2})$.
----------	---

Úchytné oko namáhané na střih musí splnit stejnou podmínku spolehlivosti jako úchytné oko namáhané na tah:

$$\overline{N_{dt}} \leq \kappa \cdot A_s \cdot R_{sd}. \quad (24)$$

S ohledem na možné vytržení úchytného oka (šroubu) z betonu norma definuje minimální kotevní délku úchytných ok na základě dosažené pevnosti betonu v okamžiku manipulace s dílcem a na základě navrženého průměru výztuže úchytného oka (tab. 1, obr. 16). Při použití úchytných šroubů je nutné zajistit, že úchytné šrouby nejsou během manipulace namáhány ohybem a zároveň je splněna podmínka spolehlivosti:

$$N_{dt} \leq 0,8 \cdot A_{scr} \cdot R_{scr,d}, \quad (25)$$

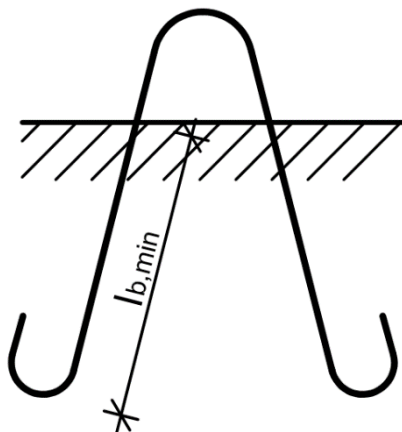
kde je:

A_{scr} průřezová plocha jádra šroubu,

$R_{scr,d}$ výpočtová pevnost materiálu šroubu.

Tab. 1 Minimální kotevní délka úchytných ok (převzato z [3])

beton v okamžiku manipulace splňuje požadavky třídy	minimální kotevní délka $l_{b,min}$
B 10, B 12,5	$50 d_s$
B 10, B 20	$40 d_s$
B25 a vyšší	$30 d_s$
d_s je jmenovitý průměr vložky	



Obr. 16 Kotevní délka úchytných ok (převzato a upraveno z [3])

Zejména pro stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu je nutné zabezpečit, aby nedošlo k vytržení oka (šroubu) spolu s přilehlou částí betonu. Norma určuje podmínku spolehlivosti pro maximální hodnotu tahového napětí v betonu, vyvozeného účinku extrémního (návrhového) zatížení:

$$\sigma_{b,max} \leq 0,6 \cdot \gamma_b \cdot R_{bt,d}, \quad (26)$$

kde je:

γ_b součinitel působení betonu,

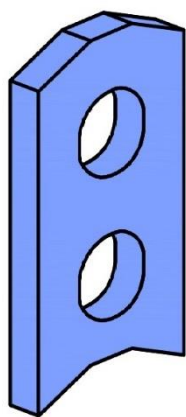
$R_{bt,d}$ výpočtová (návrhová) pevnost betonu v tahu.

V případě, že hodnota tahového napětí v betonu vyvozeného účinku extrémního (návrhového) zatížení nesplňuje uvedenou podmínku spolehlivosti, musí být v přilehlé části betonu umístěna výztuž přenášející veškeré tahové síly.

Návod výrobce montážních úchytů HALFEN [6]

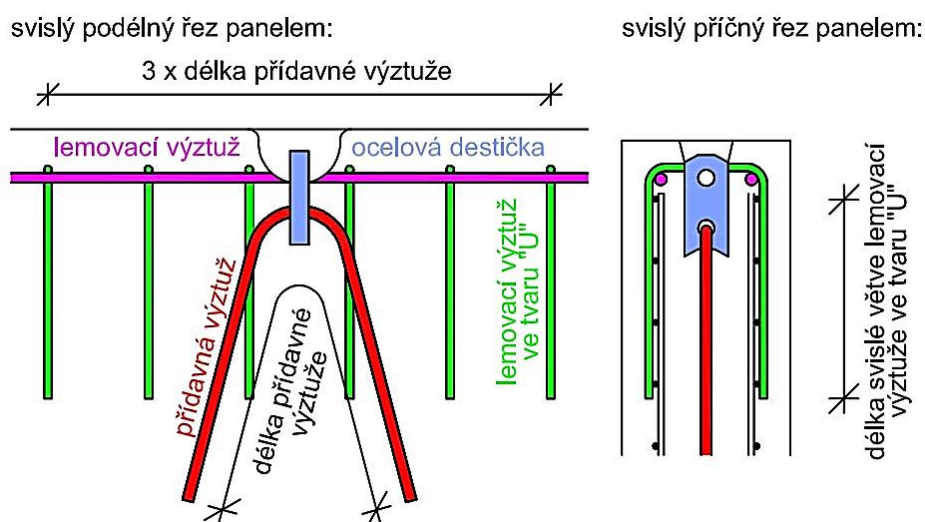
Sortiment montážních úchytů je v současnosti velice široký a jednotlivé typy přepravních úchytů se od sebe navzájem liší. Úchyt se zpravidla skládá z ocelové destičky z konstrukční oceli se dvěma kruhovými otvory a z přídavné výztuže ve tvaru písmene "V" provlečené jedním z otvorů. Axonometrie ocelové destičky je patrná z obr. 17, foto zabudovaného přepravního úchytu je uvedeno na obr. 18.

Výrobce přepravních úchytů HALFEN nedovoluje využít tahovou pevnost betonu a předepisuje vyztužení oblasti v blízkosti přepravního úchytu a přídavné výztuže. Kotevní oblast tak bývá dovyztužena prostřednictvím přímých prutů lemovací výztuže, lemovací výztuže ve tvaru písmene "U", přídavné výztuže ve tvaru písmene "V" procházející ocelovou destičkou a vodorovné výztuže procházející kotevní oblastí. Schéma vyztužení kotevní oblasti přepravního úchytu je zřejmé z obr. 19.



Obr. 17 Axonometrie ocelové destičky přepravního úchytu

Obr. 18 Přepravní úchyt s přídavnou výztuží zabudovaný v armokoši panelu



Obr. 19 Schéma vyztužení kotevní oblasti přepravního úchytu

Podle třídy zatížení přepravní kotvy předepisuje návod výrobce HALFEN:

- průměr a délku přídatné manipulační výztuže ve tvaru písmene “V”,
- průměr rovné lemovací výztuže,
- počet, průměr a délku svislé lemovací výztuže ve tvaru písmene “U”,
- plochu vodorovné výztuže.

2.3.4 Manipulační a přepravní výztuž stěnových panelů

ČSN 73 1211 [13] a Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov [14]

Zrušená československá norma a Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov předepisují minimální vyztužení prefabrikovaných stěnových panelů z prostého a slabě vyztuženého betonu (obr. 20) a následující konstrukční zásady:

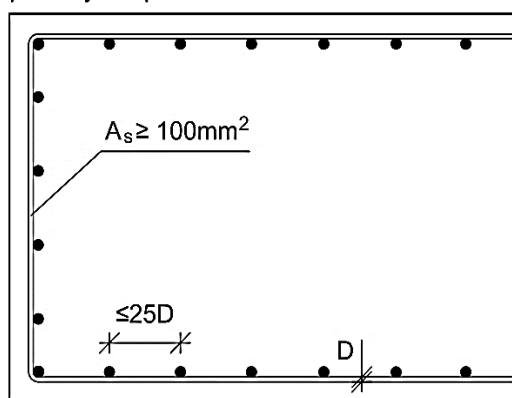
- Stěnové dílce z prostého a slabě vyztuženého betonu musí být po celém obvodu vyztuženy.
- U dolního a horního okraje musí být umístěna nejméně jedna svařovaná rohož o ploše podélných vložek nejméně 100 mm^2 a s příčnými vložkami jmenovitého průměru nejméně 6 mm, vzdálenými nejvýše $25 D$, kde D je jmenovitý průměr podélných vložek.
- Části mezi dveřním otvorem a okrajem dílce užší než 500 mm se doporučuje vyztužit nejméně čtyřmi svislými vložkami jmenovitého průměru 8 mm dle normy [13] nebo čtyřmi svislými vložkami průměru 10 mm dle směrnice [14] a tříminky, nebo vodorovnými vložkami přivařenými ke svislým vložkám.

Stěnové panely musí být opatřeny také transportní (manipulační) výztuží. Způsob návrhu výztuže ovšem není popsán.

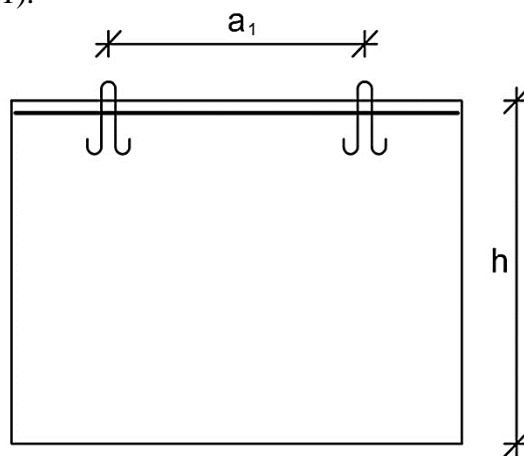
ČSN 73 1201 : 1988 [3]

Zrušená československá norma také určuje vyztužení horního líce panelu zavěšeného na dvou úchytných okách umístěných v minimální vzdálenosti $50 d$ od okraje panelu, kde d je průměr výztuže úchytného oka (obr. 21).

podélný řez panelem:



Obr. 20 Vyztužení slabě vyztužených stěn (převzato z [13] a z [14])



Obr. 21 Vyztužení horního líce panelu (převzato z [3])

Vyztužení má být provedeno minimálně prostřednictvím dvou výztužných vložek, které jsou dimenzovány na celkovou sílu:

$$N_{sd} = \frac{a_1}{2h} \cdot \gamma_{fg} \cdot G_n \text{ s omezením } N_{sd} < 0,6 \cdot \gamma_{fg} \cdot G_n, \quad (27)$$

kde je:

a_1	vzdálenost úchytných ok,
h	výška dílce,
G_n	návrhová hodnota tíhy dílce,
γ_{fg}	součinitel zatížení vlastní tíhou dílce.

2.4 STADIA PŮSOBNÍ PREFABRIKOVANÝCH STĚN

Stěnové panely procházejí těmito stadii působení:

- výrobní,
- manipulační,
- přepravní,
- finální.

2.4.1 Výrobní stadium

Po vybetonování stěnového panelu do formy začíná tuhnutí betonu a beton postupně získává požadovanou pevnost umožňující manipulaci. Po dosažení potřebné pevnosti je panel vyjmut z formy a uložen k vyzrávání. Betonážní formou je nejčastěji běžný nebo překlopný stůl. Ukázka betonáže stěny na betonážní stůl je uvedena na obr. 22. Po vyjmutí z formy je panel přemístěn do vyzrávacího stojanu, kde je ponechán do doby dosažení pevnosti požadované pro zabudování (obr. 23). Výhodou překlopného stolu je, že je možné před vyjmutím panelu z formy stůl otočit do svislé polohy.



Obr. 22 Betonáž prefabrikovaného stěnového panelu na betonážní stůl



Obr. 23 Vyzrávání panelů ve vyzrávacím stojanu

Panel působí v průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonu v zásadě jako staticky určitá konstrukce - není bráněno změně objemu. Objemové změny panelu vyvolané

smršťováním betonu pak nezpůsobují významné hodnoty napětí. V případě, že povrch formy není dostatečně ošetřen odformovacím olejem, může beton k jejímu povrchu tzv. přirůst a v panelu pak vzniká tahové napětí. Pokud toto napětí překročí tahovou pevnost betonu, dochází ke vzniku nežádoucích smršťovacích trhlin.

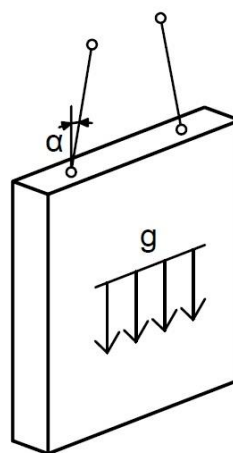
Během následného vyztavování panelu ve vyztavacím stojanu je pak nutné dbát na rovnoměrné vysychání obou povrchů panelu, aby nedošlo k jeho zakřivení.

2.4.2 Manipulační stádium

Po dosažení pevnosti umožňující manipulaci je panel vyjmut z betonážní formy a uložen do vyztavacího stojanu. Stěnový panel bývá manipulován ve svislé poloze. V průběhu manipulace panel působí jako stěnový nosník zatížený vlastní tíhou (obr. 24, obr. 25). V panelu vznikají převážně normálové síly působící ve střednicové rovině.



Obr. 24 Manipulace se stěnovým panelem ve svislé poloze



Obr. 25 Působení stěnového panelu v průběhu manipulace ve svislé poloze

2.4.3 Převážní stádium

Po ukončení vyztavování a dosažení požadované pevnosti betonu jsou prefabrikované stěny přepraveny na staveniště. Stěny jsou zpravidla převáženy v přepravních stojanech. Přepravní stojany pro prefabrikované stěny jsou navrženy tak, aby se poloha stěnových panelů během převozu co nejvíce blížila svislé poloze. V případech, kdy je to účelné (omezení výšky nákladního vozidla), mohou být stěnové panely přepravovány ve vodorovné poloze. Panely převážené v přepravním stojanu a panely převážené ve vodorovné poloze jsou uvedeny na obr. 26.

Během převozu jsou panely namáhány zejména setrvačnými silami z důvodu zrychlování a zpomalování nákladního vozu a z důvodu změn trajektorie jízdy. Panely zpravidla bývají připevněny pomocí přepravních popruhů. Přepravní popruhy jsou napnuty tak, aby pomocí přitlačné síly zafixovaly panely k přepravním stojanům a k nákladní ploše pomocí tření. Správná velikost napínací síly v přepravním popruhu a její průběžná kontrola je velice důležitá pro bezpečný převoz panelů. V případě malé

napínací síly může dojít při převozu panelů k posunutí a následnému nárazu a destrukci panelů. Ukázka panelů porušených nárazem je uvedena na obr. 27.



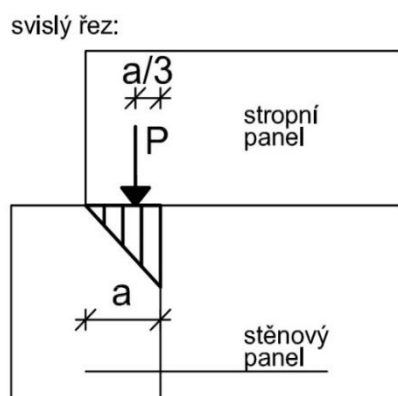
Obr. 26 Převoz prefabrikovaných stěn v přepravních stojanech



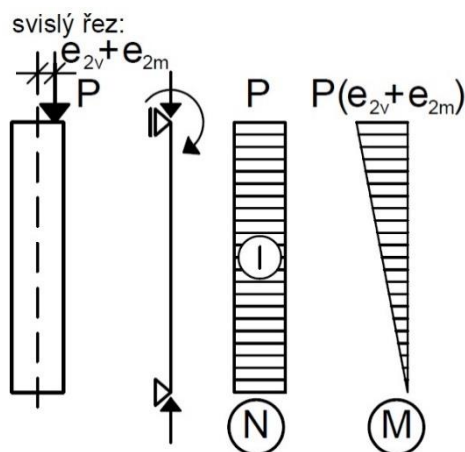
Obr. 27 Destrukce nedostatečně připevněného panelu během převozu

2.4.4 Finální stadium působení

Po zabudování v konstrukci jsou stěny namáhány svislou tlakovou silou s excentricitou, která odpovídá uložení stropní konstrukce a vodorovnému zatížení větrem v případě fasádních stěnových panelů. Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov [15] zavádí předpoklad, že podporový tlak stropních panelů působí ve vzdálenosti rovnající se jedné třetině délky uložení od líce stěny (obr. 28).



Obr. 28 Výslednice podporového tlaku stropních panelů (převzato z [15])



Obr. 29 Stěna zatížená svislou silou s excentricitou

Směrnice dále definuje nahodilou excentricitu e_2 , která je definována jako:

$$e_2 = e_{2v} + e_{2m}, \quad (28)$$

kde je:

e_{2v} odchylka v poloze těžišťové osy,
 e_{2m} úchylka osazení.

Odchylku v poloze těžišťové osy e_{2v} směrnice definuje jako:

$$\begin{aligned} e_{2v} &= 0 && \text{pro stěny vyráběné ve svislých bateriích,} \\ e_{2v} &= 0,02 \cdot h && \text{pro stěny vyráběné jinak než ve svislých bateriích} \\ &&& (h \text{ je tloušťka stěny}), \end{aligned}$$

Úchylku osazení e_{2m} směrnice definuje jako:

$$\begin{aligned} e_{2m} &= 10 \text{ mm} && \text{při montáži stěn na předem připravené a spolehlivě kontrolované} \\ &&& \text{montážní zařízení,} \\ e_{2m} &= 15 \text{ mm} && \text{je-li dolní dílec při montáži viditelný,} \\ e_{2m} &= 20 \text{ mm} && \text{jestliže dolní dílec není při montáži viditelný.} \end{aligned}$$

Dle směrnice nesmí být ve výpočtu uvažována menší hodnota úchylnosti osazení e_{2m} než 10 mm. Stěna zatížená svislou silou působící s excentricitou rovnou součtu odchylky v poloze těžišťové osy a úchylnosti osazení je uvedena na obr. 29.

Excentricita svislé síly působící na prefabrikovanou stěnu ve finálním stadiu působení je zvětšena účinkem plošného vodorovného zatížení větrem. Velikost ohybového momentu od zatížení větrem v polovině výšky stěny lze vypočítat pro prosté podepření stěny dle vztahu:

$$M_w = \frac{1}{8} \cdot w \cdot h^2, \quad (29)$$

kde je:

$$\begin{aligned} w &&& \text{plošné vodorovné zatížení povrchu stěny větrem,} \\ h &&& \text{výška stěny.} \end{aligned}$$

Statické schéma působení panelu je znázorněno na obr. 30.

Excentricitu od zatížení větrem lze stanovit jako:

$$e_w = \frac{M_w}{N_c}, \quad (30)$$

kde je:

$$N_c \quad \text{celková svislá síla působící na stěnový panel v okamžiku zatížení větrem.}$$

Excentricita svislé síly může být kromě zatížení větrem zvětšena také účinkem zemního tlaku u suterénních stěnových panelů. Velikost maximálního ohybového momentu od zatížení zemním tlakem lze vypočítat pro prosté podepření stěny a pro stěny plně zasypané dle vztahu:

$$M_z = \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot z \cdot h^2, \quad (31)$$

kde je:

$$\begin{aligned} z &&& \text{intenzita plošného zatížení zemním tlakem v patě stěny,} \\ h &&& \text{výška stěny.} \end{aligned}$$

Statické schéma působení panelu je znázorněno na obr. 31.

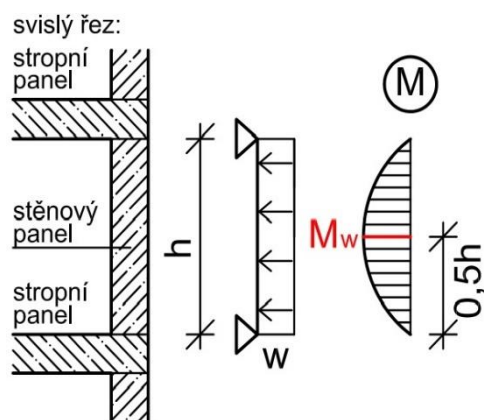
Excentricitu od zatížení zemním tlakem lze vypočítat:

$$e_z = \frac{M_z}{N_c}, \quad (32)$$

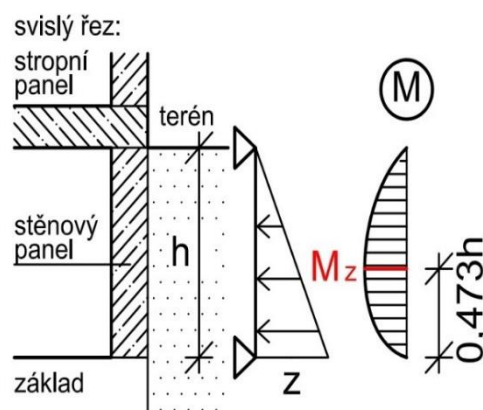
kde je:

$$N_c \quad \text{celková svislá síla působící na stěnový panel.}$$

Zatížení suterénních stěn zemním tlakem je řádově vyšší než zatížení nadzemních stěn větrem. Stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu je tedy vhodné použít spíše ve vyšších podlažích objektů. V suterénech se pak většinou vzhledem k vyššímu ohybovému namáhání používají stěny ze železobetonu.



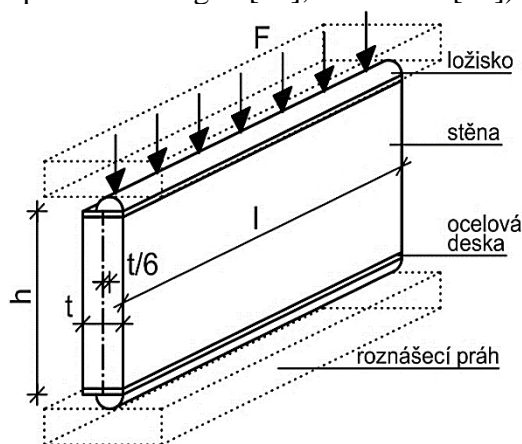
Obr. 30 Statické schéma zatížení stěn větrem



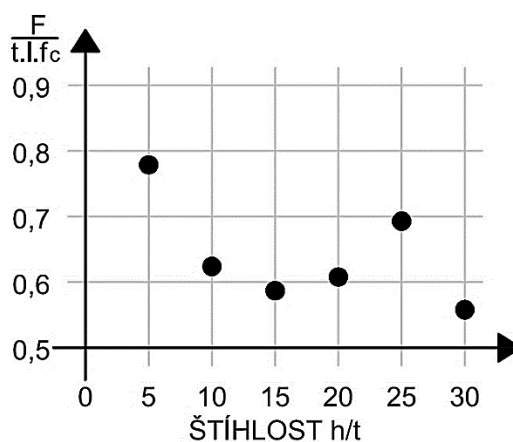
Obr. 31 Statické schéma zatížení suterénních stěn zemním tlakem

2.5 PROVEDENÉ EXPERIMENTY

Předmětem experimentů provedených se stěnami z prostého nebo slabě vyztuženého betonu byl v minulosti zejména vliv štíhlosti na únosnost stěn. Příkladem může být experiment popsáný v článku Pillaiho [16]. Celkem 6 stěn s proměnnou štíhlostí bylo zatíženo svislou silou s excentricitou rovnou jedné šestině tloušťky stěny (obr. 32). Zároveň byla zjištěna válcová tlaková pevnost použitého betonu $f_{ck,cyl}$. Následně byl vypočítán poměr síly při porušení F a teoretické hodnoty síly za předpokladu plného využití průřezu vzorků. Únosnost stěn v závislosti na jejich vzrůstající štíhlosti je zřejmá z obr. 33. Cílem experimentů prováděných v současné době je pak většinou zkoumání vlivu dynamického zatížení (zejména seismického) na únosnost slabě vyztužených stěn (např. Greifenhagen [17], Ghobarah [18]).



Obr. 32 Zkušební stěna zatížená svislou silou (převzato a upraveno z [5])



Obr. 33 Vliv štíhlosti na únosnost stěny (převzato a upraveno z [5])

3 CÍLE PRÁCE

Tématem dizertační práce je analýza prefabrikovaných stěn z prostého a slabě vyztuženého betonu. Současné normové předpisy umožňují návrh stěn ve finálním stavu působení – za předpokladu vyzrálého betonu a při zatížení svislou tlakovou silou. Panely jsou však namáhány zejména v průběhu výrobních a manipulačních stadií, která běžně probíhají ve stáří betonu menším jak 3 dny. Správná analýza výrobních a manipulačních stavů působení tedy může ovlivnit finální návrh tvaru a vyztužení panelů. Metoda návrhu má být využitelná v běžné inženýrské praxi, má využívat dostupný software a vyžadovat běžnou úroveň znalostí projektanta se zaměřením na statiku.

Byly zvoleny následující cíle dizertační práce:

1. Experimentálně ověřit působení panelů v průběhu výroby, manipulace a přepravy včetně zohlednění smršťování. Ověřit soudržnost mladého betonu s výztuží a přilnavost panelu k betonážímu stolu.
2. Provést studii chování prefabrikovaných stěn z prostého nebo slabě vyztuženého betonu ve výrobním, manipulačním, přepravním a finálním stavu působení. Dále definovat přibližné výpočtové vztahy sloužící k návrhu stěn, provést výpočet únosnosti stěny z prostého betonu podle různých normových předpisů.
3. Provést návrh konkrétního stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu.
4. Provést nelineární analýzu stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu.
5. Dát doporučení pro návrh a realizaci stěnových panelů z prostého a slabě vyztuženého betonu.

4 METODY DOSAŽENÍ CÍLŮ

Byly použity tyto metody k dosažení cílů práce:

- **experimentální** - měření dynamické složky zatížení panelů v průběhu manipulace, měření smršťování betonu, soudržnosti mezi výztuží a betonem ve stáří 20 hodin, přilnavosti povrchu panelu k betonážímu stolu. Dále měření namáhání panelů v průběhu vyjmutí z betonážího stolu, namáhání panelů v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes překážku, síly v přepravním popruhu v průběhu převozu panelu na staveniště, tlakové a tahové pevnosti betonu ve stáří menším než 3 dny,
- **analytické** - nalezení zjednodušených výpočtových vztahů vystihujících chování panelů ve všech fázích působení, definování vztahů umožňujících návrh betonu a výztuže panelů vhodných pro inženýrskou praxi,
- **numerické** - vytvoření lineárních a nelineárních výpočtových modelů sloužících pro popis chování panelů a pro ověření vztahů pro návrh betonu a výztuže pomocí numerických modelů.

5 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

Cílem následující kapitoly je ověření namáhání stěnových panelů v průběhu výrobního, manipulačního a přepravního stadia působení a srovnání výsledků s hodnotami uvedenými v platných předpisech.

5.1 MĚŘENÍ DYNAMICKÉ SLOŽKY ZATÍŽENÍ PANELŮ V PRŮBĚHU MANIPULACE

Experiment popsáný v následující kapitole ověřoval dynamický součinitel manipulace definovaný německou normou VDI/BV-BS 6205 [12] pro často používané druhy jeřábů (věžové, mostové a mobilní bez pojezdu při zvedání panelu) při manipulaci s prefabrikáty hodnotou $\psi_{\text{dyn}} = 1,3$.

5.1.1 Popis provedeného experimentu

Dynamická složka zatížení byla ověřována měřením síly v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace s panely a následným srovnáním maximální a klidové (statické) síly v jeřábovém závěsu. Manipulace proběhla ve výrobní hale a na staveništi.

Ve výrobní hale bylo s panely manipulováno pomocí mostového jeřábu DEMAG EVKE 2 x 4,0 t x 23,4 m [19]. Manipulace na staveništi proběhla mobilním jeřábem GROVE GMK 4070E [20]. Pro měření síly v jeřábovém závěsu byl použit siloměr U2B [21]. Měřicí ústředna byla použita MX840B [22]. Měření proběhlo s frekvencí 100 Hz, délka měření manipulace s jednotlivými prvky byla $250 \div 300$ s.

Ve výrobní hale byly pomocí mostového jeřábu manipulovány 3 nosníky označené písmeny A, B, C, dva plné stěnové panely označené písmeny D, E a plný stropní panel označený písmenem F. Rozměry, statická schémata a fotografie jednotlivých prvků jsou zřejmé z obr. 34 až 45. Nosníky A, B a C byly vyztuženy 4 podélnými vložkami o průměru 16 mm z betonářské oceli třídy B500B, smyková výztuž byla vytvořena ohnutou sítí KARI 6/100/100 třídy B500A. Plné stěnové panely D a E byly vyztuženy při obou površích sítí KARI 6/150/150 třídy B500A. Plný stropní panel F byl při obou površích vyztužen sítí KARI 6/150/150 třídy B500A, spodní povrch byl dovyztužen přírazy o průměru 12 mm po 300 mm třídy B500B. Krytí výztuže bylo 15 mm.

S prvky A, B, C, D, E a F byly vždy provedeny tyto operace:

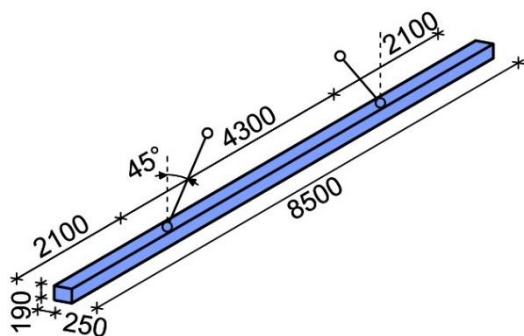
- zvednutí z betonářské formy,
- prudké vodorovné přemístění,
- položení na podložku,
- prudké zvednutí.

Na staveništi byly autojeřábem manipulovány dva plné stěnové panely označené písmeny G, H a stěnové panely s otvory označené písmeny I, J. Rozměry, statická schémata a fotografie prvků jsou zřejmé z obr. 46 až 53. Plné stěnové panely G, H i panely s otvory I, J byly vyztuženy při obou površích sítí KARI 6/150/150 třídy B500A. Nadpraží otvoru v panelu I bylo vyztuženo 3 podélnými vložkami při spodním povrchu o průměru 12 mm, 2 podélnými vložkami při horním povrchu o průměru 12 mm a tříminky o průměru 8 mm po 150 mm třídy B500B. Nadpraží otvorů v panelu J byla dovyztužena

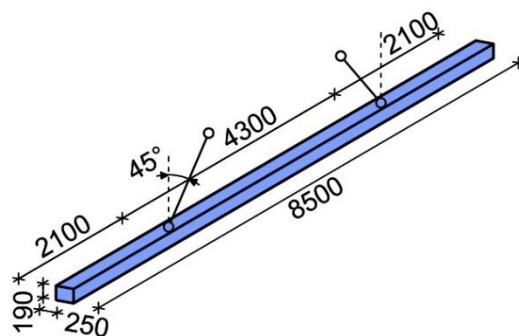
2 příravy o průměru 10 mm při spodním i při horním povrchu třídy B500B. Krytí výztuže činilo 15 mm.

S prvky G, H, I a J byly provedeny následující operace:

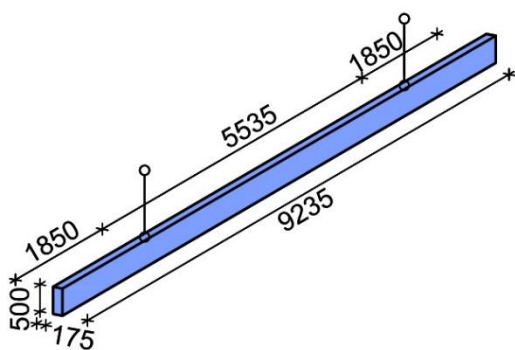
- zvednutí z přepravního stojanu,
- prudké vodorovné přemístění,
- svislé spuštění a prudké zastavení klesání.



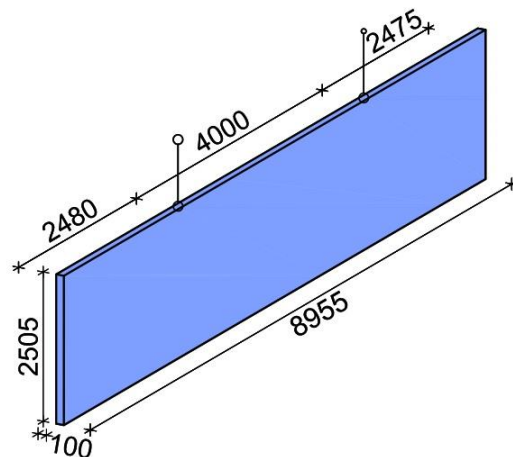
Obr. 34 Statické schéma - prvek A



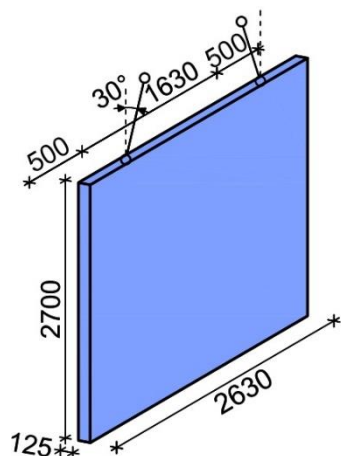
Obr. 35 Statické schéma - prvek B



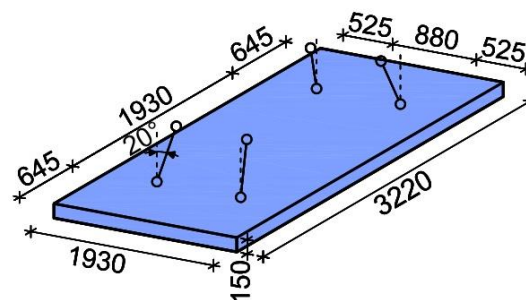
Obr. 36 Statické schéma - prvek C



Obr. 37 Statické schéma - prvek D



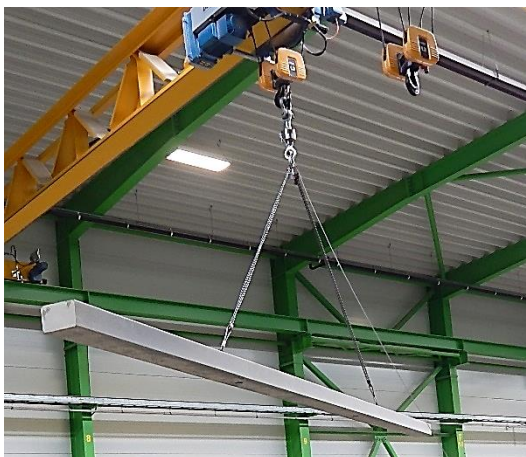
Obr. 38 Statické schéma - prvek E



Obr. 39 Statické schéma - prvek F



Obr. 40 Manipulace s prvkem A



Obr. 41 Manipulace s prvkem B



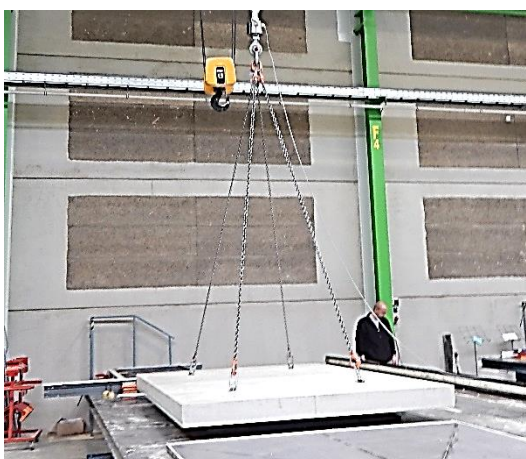
Obr. 42 Manipulace s prvkem C



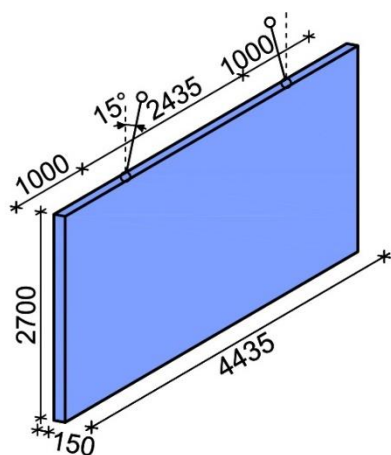
Obr. 43 Manipulace s prvkem D



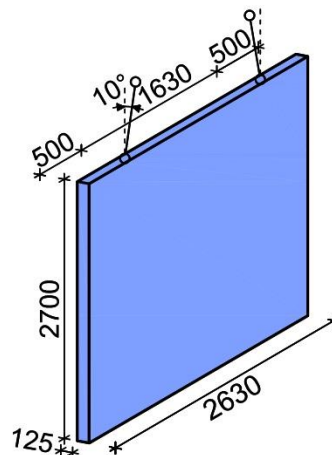
Obr. 44 Manipulace s prvkem E



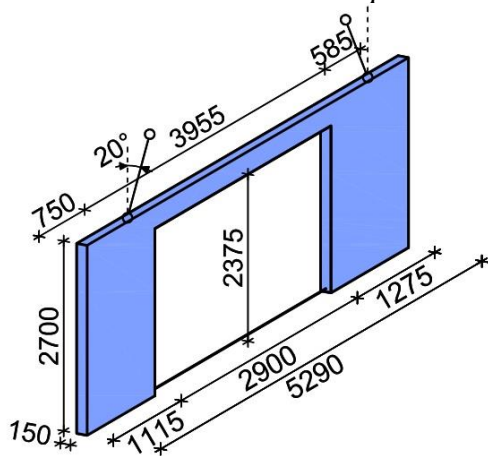
Obr. 45 Manipulace s prvkem F



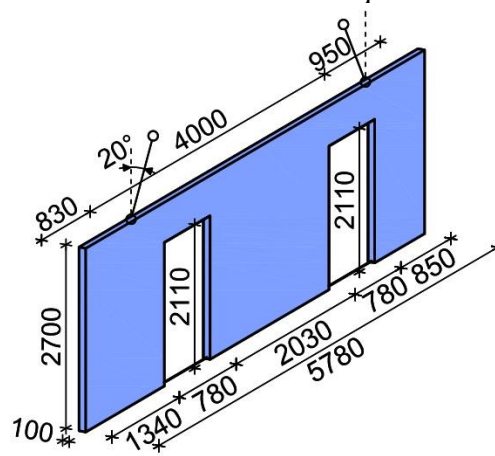
Obr. 46 Statické schéma - prvek G



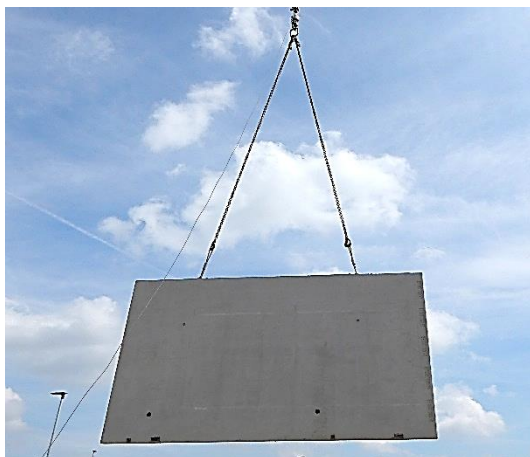
Obr. 47 Statické schéma - prvek H



Obr. 48 Statické schéma - prvek I



Obr. 49 Statické schéma - prvek J



Obr. 50 Manipulace s prvkem G



Obr. 51 Manipulace s prvkem H



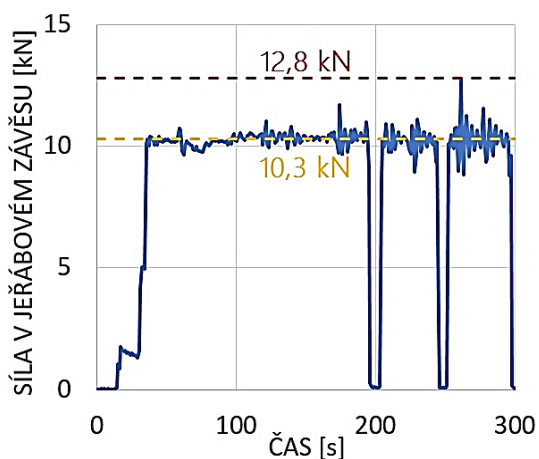
Obr. 52 Manipulace s prvkem I



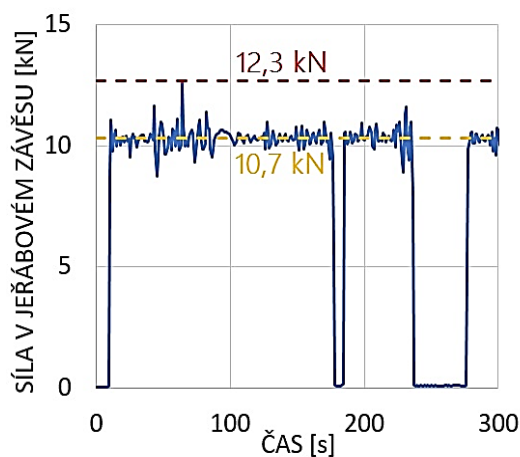
Obr. 53 Manipulace s prvkem J

5.1.2 Výsledky experimentu

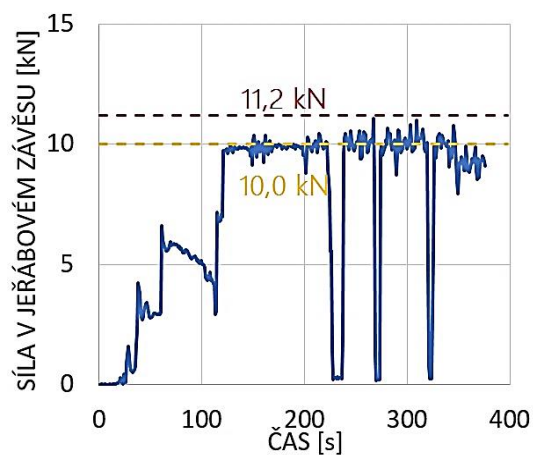
Průběh velikosti hodnoty síly naměřené v jeřábovém závěsu během manipulace s jednotlivými prvky je patrný z obr. 54 až 63. Výpočet teoretické síly, statická síla a extrémní hodnota síly v jeřábovém závěsu jsou uvedeny v tab. 2.



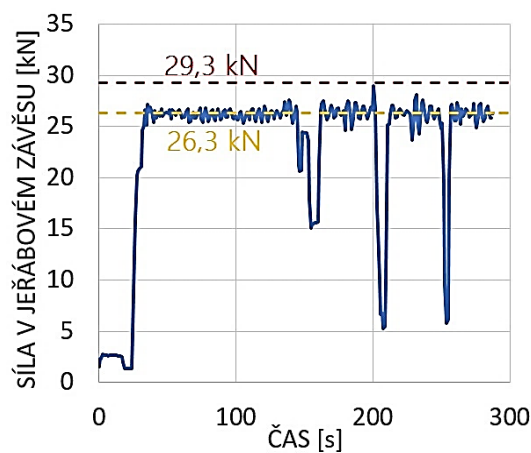
Obr. 54 Síla v jeřáb. závěsu - prvek A



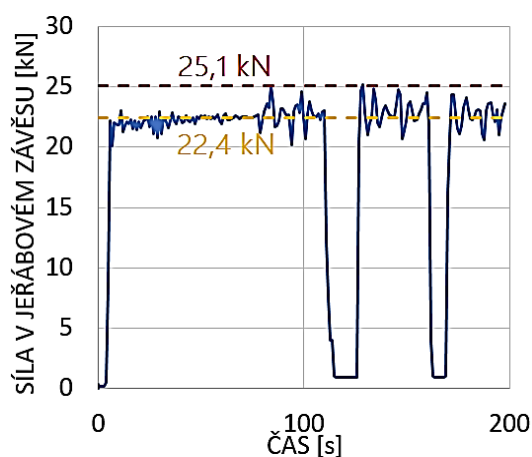
Obr. 55 Síla v jeřáb. závěsu - prvek B



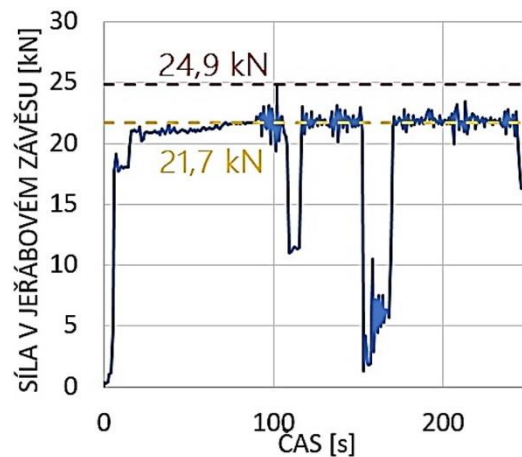
Obr. 56 Síla v jeřáb. závěsu - prvek C



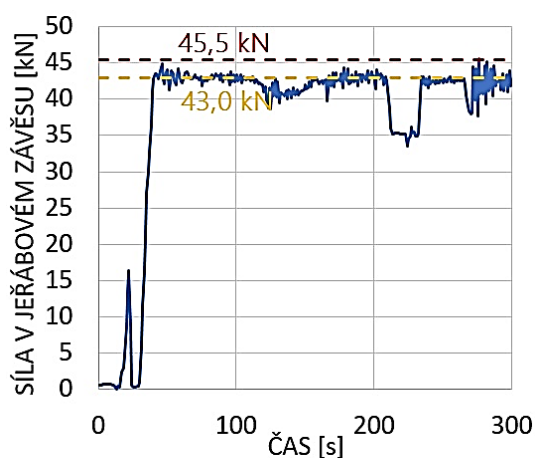
Obr. 57 Síla v jeřáb. závěsu - prvek D



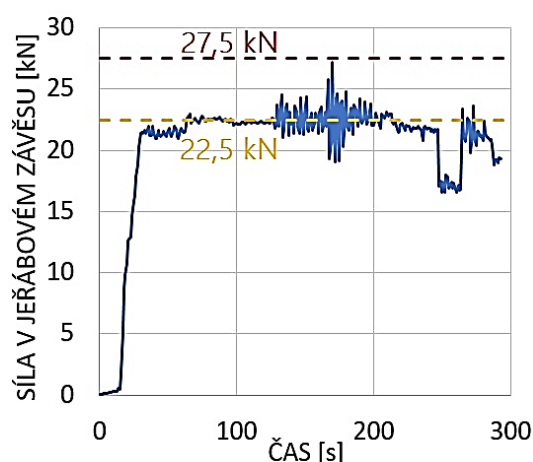
Obr. 58 Síla v jeřáb. závěsu - prvek E



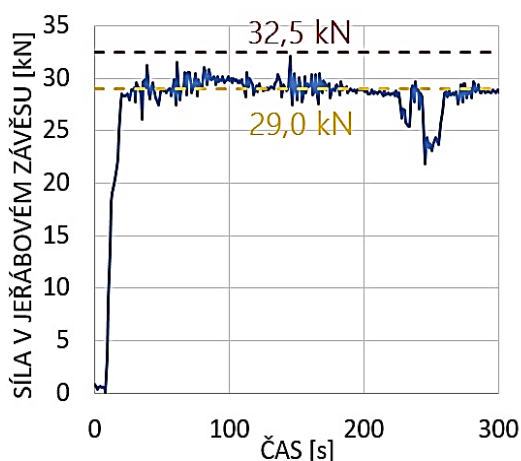
Obr. 59 Síla v jeřáb. závěsu - prvek F



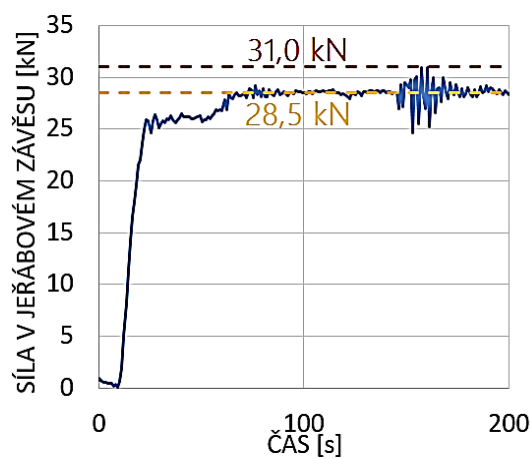
Obr. 60 Síla v jeřáb. závěsu - prvek G



Obr. 61 Síla v jeřáb. závěsu - prvek H



Obr. 62 Síla v jeřáb. závěsu - prvek I



Obr. 63 Síla v jeřáb. závěsu - prvek J

Tab. 2 Síla v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace prvků

prvek	objem $V [m^3]$	hmotnost výztuže [kg]	teor. síla v závěsu $F_t = 23 \cdot V + m/100$ [kN]	stat. síla v závěsu F_s [kN]*	extrém síly v závěsu F_e [kN]	poměr F_e/F_s
A	0,404	114	10,4	10,3	12,8	1,24
B	0,404	114	10,4	10,3	12,7	1,23
C	0,808	95	9,7	10,0	11,2	1,12
D	2,243	179	26,7	26,3	29,3	1,11
E	0,888	155	22,0	22,4	25,1	1,12
F	0,932	69	22,1	21,7	24,9	1,15
G	1,796	94	42,2	43,0	45,5	1,06
H	0,888	155	22,0	22,5	27,5	1,22
I	1,109	359	29,1	29,0	32,5	1,12
J	1,231	60	28,9	28,5	31,0	1,09

*Statická síla v závěsu F_s byla vypočítána jako průměr z hodnot v časových intervalech, kdy panel volně visel.

5.1.3 Závěr

Maximální poměr extrémní hodnoty síly v jeřábovém závěsu a statické hodnoty síly v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace panelů mostovým jeřábem ve výrobní hale činil **1,24** u prutového prvku A, maximální poměr v průběhu manipulace panelů mobilním autojeřábem na staveništi činil **1,22** u panelu H. Měřením síly v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace bylo zjištěno, že hodnota dynamického součinitele zatížení při manipulaci se zkušebními panely odpovídala hodnotě definované v německé normě VDI/BV-BS 6205 [12] ($\psi_{dyn} = 1,3$) jak pro mostový jeřáb ve výrobní hale, tak pro mobilní staveništní jeřáb.

5.2 MĚŘENÍ SMRŠŤOVÁNÍ BETONU

Následující kapitola popisuje experimenty, které ověřovaly časový vývoj smršťování konkrétního typu betonu určeného pro výrobu prefabrikovaných konstrukcí. Vzhledem k požadavku brzkého dosažení pevnosti, která umožňuje manipulaci s prefabrikátem, jsou často navrhovány směsi betonu obsahující relativně velké množství cementu, což má ale za následek zvětšené smršťování betonu. Experiment proto ověřoval také časový vývoj pevnosti použitého betonu v tlaku a v tahu. Výsledky experimentu byly srovnány s výpočty dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5].

5.2.1 Popis provedených experimentů

Pro výrobu zkušebních těles byl použit samozhutnitelný beton deklarovaný pevnostní třídou C 30/37, XC2, Dmax 16 a konzistence F6. Receptura použité betonové směsi je dostupná v příloze A.

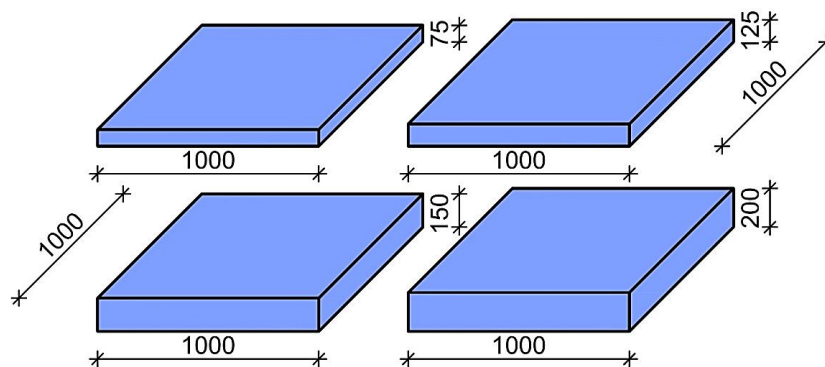
Pro experimenty ověřující smršťování a pevnost použité betonové směsi byly vyrobeny následující zkušební vzorky a tělesa:

- 4 zkušební vzorky (obr. 64) o půdorysném rozměru 1,0 x 1,0 m různých tloušťek (75, 125, 150, 200 mm) za účelem měření smršťování betonu,
- 30 zkušebních krychlí normových velikostí (150/150/150 mm) určených pro měření pevnosti betonu v tlaku a v příčném tahu,
- 15 zkušebních betonových trámců normových velikostí (400/100/100 mm) určených pro měření pevnosti betonu v tahu za ohybu.

Zkušební vzorky byly vybetonovány na ocelové podložky opatřené odformovacím olejem a vrstvou igelitové fólie. Po dobu celého experimentu byly vzorky umístěny ve výrobní hale celým povrchem na podložce, takže k vysychání betonu mohlo docházet pouze z 5 stran (vzorky představovaly výřezy z prefabrikovaných stěn). Uprostřed půdorysu vzorků byly instalovány strunové tenzometry 0VK4000VS00 [23]. Byla použita měřicí ústředna DT615 S3 [24]. Po 18 hodinách od ukončení betonáže byla tělesa odbedněna. S tělesy nebylo během experimentu manipulováno. Průměrná teplota okolního prostředí všech zkušebních těles činila 23 °C, průměrná relativní vlhkost okolního prostředí byla 58 %. Prostředí v hale bylo klimatizováno, maximální odchylka vlhkosti činila 2 %. Měření poměrného smršťování na zkušebních blocích proběhlo 1., 3., 7., 36., 68. a 91. den od ukončení betonáže. Měření teploty a vlhkosti okolního prostředí probíhalo kontinuálně mezi 1. až 91. dnem od ukončení betonáže.

Betonáž zkušebních vzorků je patrná z obr. 65, vzorky po odbednění jsou zřejmé z obr. 66. Příklad instalace tenzometrů do vzorku tloušťky 200 mm je uveden na obr. 67, všechny tenzometry po instalaci jsou patrné z obr. 68. Poloha a počet tenzometrů jsou zřejmé z obr. 69.

Zkoušky pevnosti betonu v tlaku, v příčném tahu, v tahu za ohybu a modulu pružnosti v tahu za ohybu proběhly v čase 18 hodin, 42 hodin, 66 hodin, 14 dní a 28 dní od ukončení betonáže vždy na 3 zkušebních tělesech pro každý čas a pro každý typ zkoušky. Ověření pevnosti betonu bylo dále prováděno pomocí Schmidtova tvrdoměru [25] typu L v čase 18 hodin a Schmidtova tvrdoměru typu N v čase 18 hodin, 42 hodin, 66 hodin, 14 dní a 28 dní od ukončení betonáže vždy na 3 zkušebních krychlích. Zkušební krychle byla při zkoušce upnuta do zkušební lisu a tvrdoměr byl ve vodorovné poloze přiložen ke svislé stěně zkušební krychle. Zkouška byla provedena a vyhodnocena dle normy ČSN EN 12504-2 [26].



Obr. 64 Velikost zkušebních vzorků



Obr. 65 Betonáž zkušebních vzorků



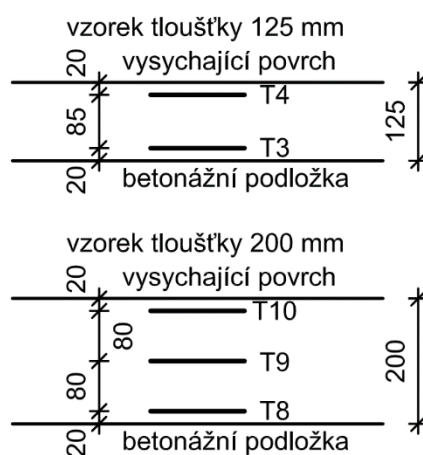
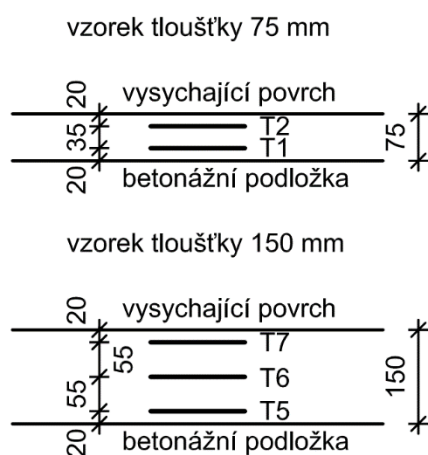
Obr. 66 Vzorky po odbednění



Obr. 67 Instalace tenzometrů do vzorku tloušťky 200 mm



Obr. 68 Tenzometry po instalaci



Obr. 69 Umístění tenzometrů ve zkušebních vzorcích

5.2.2 Výsledky experimentu

Poměrné smršťování změřené tenzometry T1 až T10, průměrné poměrné smršťování a křivost vypočítaná pro jednotlivé zkušební vzorky jsou uvedeny v tab. 3. Průměrné poměrné smršťování bylo stanoveno pomocí vztahu:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\sum \varepsilon}{n}, \quad (33)$$

kde je:

$\sum \varepsilon$ součet hodnot poměrného smršťování změřených tenzometry v rámci jednotlivých zkušebních vzorků,

n počet tenzometrů umístěných v jednotlivých zkušebních vzorcích.

Křivost jednotlivých vzorků byla vypočítána jako:

$$\rho = \frac{\Delta \varepsilon}{h}, \quad (34)$$

kde je:

$\Delta \varepsilon$ rozdíl poměrného smršťování horního a dolního povrchu,

h výška průřezu (tloušťka vzorku).

Srovnání experimentálně zjištěných hodnot poměrného smršťování, hodnot vypočítaných dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] a křivost vzorků je zřejmé z obr. 70 až 73. Bylo stanoveno celkové smršťování, tj. autogenní smršťování a smršťování od vysychání. Náhradní tloušťka zkušebních těles byla stanovena jako:

$$h_o = \frac{2 \cdot V_c}{A} = \frac{2 \cdot b \cdot h}{b + 4 \cdot h}, \quad (35)$$

kde je:

V_c objem betonu zkušebního tělesa,

A celková plocha zkušebního tělesa vystavená vysychání,

b šířka průřezu (šířka zkušebního tělesa).

Smršťování bylo stanoveno pro cement třídy R, vlhkost okolního prostředí $RH = 58 \%$ a průměrnou válcovou pevnost betonu, jejíž hodnota byla vypočítána z experimentálně zjištěné tlakové krychelné pevnosti v čase 28 dní dle normy ČSN EN 12390-3 [27] jako:

$$f_{cm(cyl)} = \frac{f_{cm,cube}}{\kappa_{cyl,cube}} = \frac{65}{1,22} = 53 \text{ MPa}. \quad (36)$$

Hodnoty experimentálně zjištěné krychelné tlakové pevnosti betonu ve zkušebním lisu a hodnoty zjištěné pomocí Schmidtova tvrdoměru typu N a typu L doplněné o hodnoty stanovené dle normy [5] jsou patrné z obr. 74. Hodnoty tahové pevnosti betonu vypočítané z experimentálně zjištěné pevnosti v příčném tahu a v tahu za ohybu a hodnoty vypočítané dle normy [5] jsou zřejmé z obr. 75. Přehled experimentálně zjištěných mechanických vlastností použité betonové směsi je uveden v tab. 4.

Pevnost betonu v prostém tahu byla stanovena z pevnosti v příčném tahu pomocí vztahu:

$$f_{ct1} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}, \quad (37)$$

kde je:

$f_{ct,sp}$ pevnost betonu zjištěná v příčném tahu.

Pevnost betonu v prostém tahu byla stanovena z pevnosti v tahu za ohybu jako:

$$f_{ct2} = \min\left(\frac{f_{ct,fi}}{(1,6 - h/1000)}; f_{ct,fi}\right), \quad (38)$$

kde je:

$f_{ct,fi}$ pevnost betonu zjištěná v tahu za ohybu,

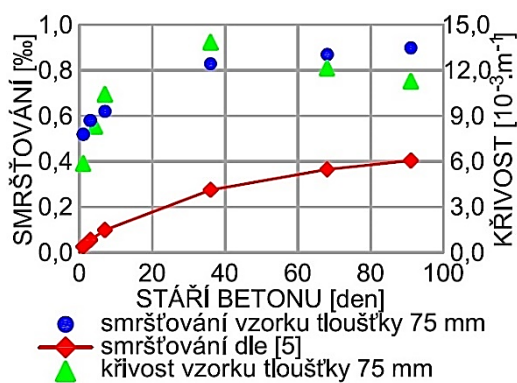
h celková výška prvku v mm.

Tab. 3 Poměrné smršťování a křivost zkušebních vzorků

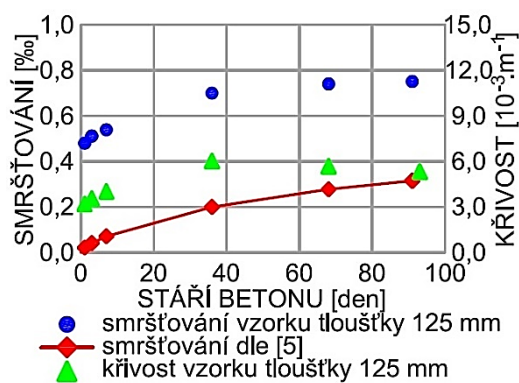
vzorek		tl. 75 mm		tl. 125 mm		tl. 150 mm			tl. 200 mm		
čas [den]	tenzometr	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
1	ε [‰]	0,42	0,62	0,35	0,61	0,32	0,39	0,48	0,20	0,40	0,52
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,52		0,48		0,40			0,37		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	5,71		3,06		1,45			2,00		
3	ε [‰]	0,43	0,72	0,36	0,65	0,32	0,41	0,49	0,22	0,41	0,55
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,58		0,51		0,41			0,39		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	8,29		3,41		1,54			2,07		
7	ε [‰]	0,44	0,80	0,37	0,70	0,35	0,43	0,53	0,24	0,42	0,61
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,62		0,54		0,44			0,42		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	10,28		3,88		1,64			2,31		
36	ε [‰]	0,59	1,07	0,45	0,95	0,37	0,59	0,76	0,26	0,55	0,83
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,83		0,70		0,57			0,55		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	13,71		5,88		3,54			3,56		
68	ε [‰]	0,66	1,08	0,50	0,97	0,42	0,63	0,80	0,28	0,58	0,87
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,87		0,74		0,62			0,58		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	12,00		5,53		3,45			3,69		
91	ε [‰]	0,70	1,09	0,54	0,96	0,44	0,65	0,81	0,30	0,60	0,89
	$\bar{\varepsilon}$ [‰]	0,90		0,75		0,63			0,60		
	ρ [$10^{-3} \cdot m^{-1}$]	11,14		4,94		3,36			3,69		

Tab. 4 Mechanické vlastnosti použité betonové směsi

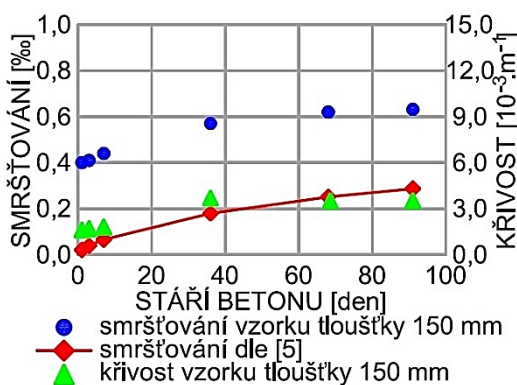
stáří betonu	18 hod	42 hod	66 hod	14 dní	28 dní
krychelná tlaková pevnost [MPa]	38,3	49,2	54,4	61,7	65,0
tlaková pevnost (Schmidt typ L) [MPa]	35,0	---	---	---	---
tlaková pevnost (Schmidt typ N) [MPa]	38,3	41,5	46,0	49,2	51,0
pevnost v příčném tahu $f_{ct,sp}$ [MPa]	2,80	3,41	3,63	3,90	4,06
pevnost v prostém tahu f_{ct1} [MPa] (37)	2,52	3,07	3,27	3,51	3,65
pevnost v tahu za ohybu $f_{ct,fi}$ [MPa]	3,39	4,08	4,31	4,89	5,01
pevnost v prostém tahu f_{ct2} [MPa] (38)	2,26	2,72	2,87	3,26	3,34
modul pružnosti v tahu za ohybu [GPa]	30,0	38,0	40,0	41,0	42,0



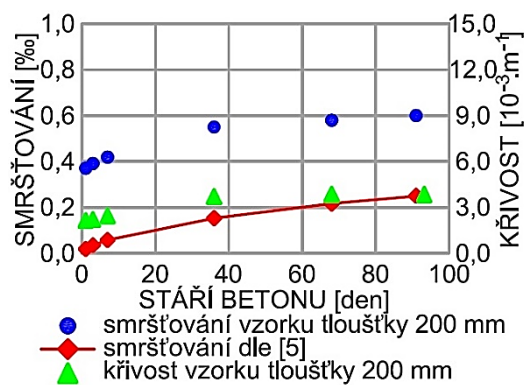
Obr. 70 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 75 mm



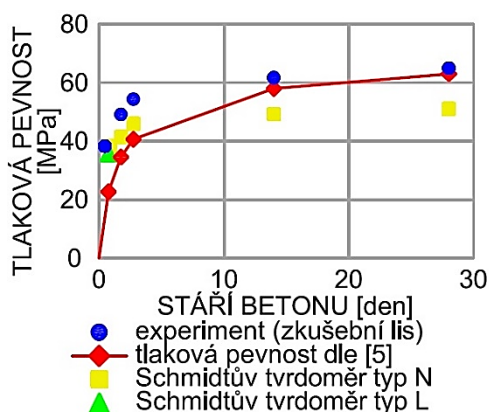
Obr. 71 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 125 mm



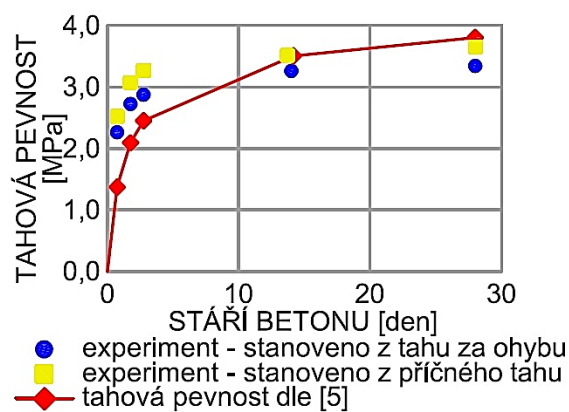
Obr. 72 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 150 mm



Obr. 73 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 200 mm



Obr. 74 Vývoj tlakové pevnosti betonu



Obr. 75 Vývoj tahové pevnosti betonu

5.2.3 Závěr

Měřením zkrácení zkušebních vzorků z důvodu smršťování betonu bylo zjištěno, že skutečné smršťování betonu dosahovalo až trojnásobně větších hodnot oproti hodnotám vypočítaným dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5]. Maximální křivost zkušebních vzorků byla změřena 36. den po ukončení betonáže.

Na základě měření tlakové pevnosti a tahové pevnosti betonu bylo zjištěno, že výsledná pevnost betonu může být v počátečních časech výrazně vyšší než deklarovaná. Ověřením tlakové pevnosti betonu pomocí Schmidtova tvrdoměru

typu L a typu N a srovnáním s výsledky zkoušky pevnosti betonu v tlaku ve zkušebním lisu bylo zjištěno, že Schmidtův tvrdoměr vykazoval dobrou shodu pouze pro nižší pevnost betonu v tlaku (přibližně do 40 MPa).

Zatímco vyšší než deklarovaná pevnost betonu prefabrikátů nebývá pro běžné konstrukce problémem, vyšší hodnoty smršťování betonu mohou být příčinou poruch konstrukce. Pokud je nevyzrálý prefabrikovaný dílec zabudován v konstrukci, probíhající smršťování betonu způsobuje napětí, které je často doprovázeno vznikem smršťovacích trhlin. Nežádoucí je rovněž nerovnoměrné smršťování po výšce průřezu prvku způsobující křivost prefabrikátů, jejímž projevem je průhyb panelu nebo vznik ohybových trhlin.

5.3 MĚŘENÍ SOUDRŽNOSTI MEZI VÝZTUŽÍ A BETONEM VE STÁŘÍ 20 HODIN

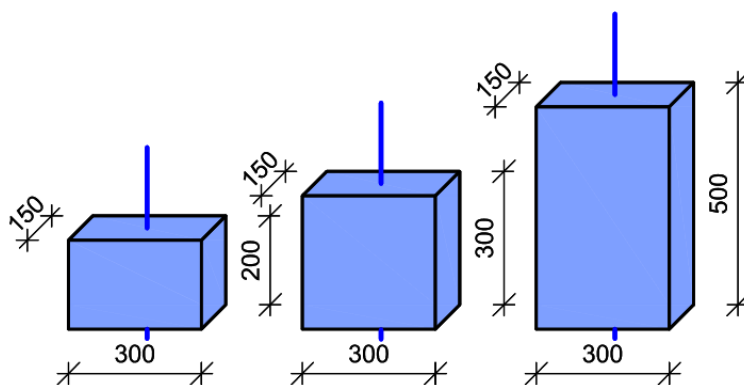
Cílem experimentu, který popisuje následující kapitola, bylo měření soudržnosti mezi žebírkovou betonářskou výztuží a betonem ve stáří 20 hodin doplněné měřením tahové pevnosti betonu. Mezní napětí v soudržnosti závisí na tahové pevnosti betonu, kterou norma ČSN EN 1992-1-1 [5] definuje pouze pro beton starší než 3 dny.

5.3.1 Popis provedeného experimentu

Byla vyrobena následující zkušební tělesa:

- 6 zkušební vzorků (300/150/200, 300/150/300, 300/150/500 mm - 2 ks v rámci každé rozměrové varianty) určených pro měření soudržnosti betonu a výztuže,
- 6 zkušebních krychlí normových velikostí (150/150/150 mm) pro měření pevnosti betonu v příčném tahu,
- 6 zkušebních betonových trámů normových velikostí (400/100/100 mm) pro měření pevnosti betonu v tahu za ohybu.

Rozměry zkušebních vzorků jsou zřejmé z obr. 76. Fotografie z betonáže vzorků a fotografie po odbednění jsou patrné z obr. 77 a z obr. 78. Každým zkušebním vzorkem procházela žebírková výztuž třídy B500B o průměru 14 mm. Výztuž přesahovala zkušební vzorek vždy o 20 mm a 600 mm na protilehlých stranách. Použitý beton byl pevnostní třídy C30/37, receptura betonové směsi je dostupná v příloze B.



Obr. 76 Rozměry zkušebních vzorků



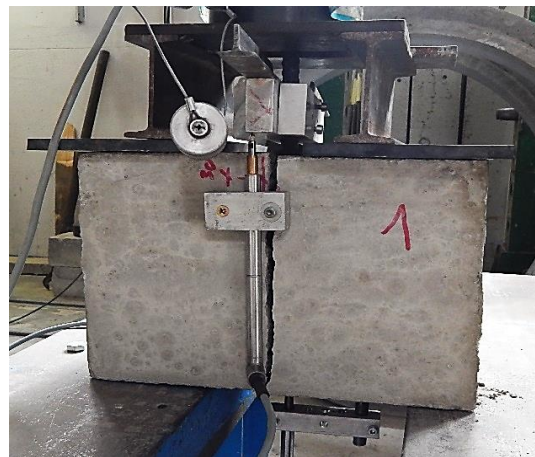
Obr. 77 Betonáž zkušebních vzorků

Obr. 78 Zkušební vzorky po odbednění

Průměrná teplota okolního prostředí v průběhu betonáže a zrání betonu činila $19\text{ }^{\circ}\text{C}$, průměrná vlhkost vzduchu dosahovala hodnoty $\text{RH} = 52\%$. Byly provedeny zkoušky:

- soudržnosti vytažením výztuže ze zkušebních vzorků (2 x 3 ks),
- pevnosti betonu příčným tahem na zkušebních krychlích (6 ks),
- pevnosti betonu v tahu za ohybu na zkušebních trámciích (6 ks).

Všechny experimenty byly provedeny 20 hodin po ukončení betonáže zkušebních těles. Jedná se přibližně o čas první manipulace s dílci (vyjmutí z formy) rozhodující pro návrh přepravních úchytů. Zkouška soudržnosti vytažením výztuže je zřejmá z obr. 79 a z obr. 80.

Obr. 79 Vytažení výztuže ze vzorku
o rozměru 300/150/200 mmObr. 80 Porušený zkušební vzorek
o rozměru 300/150/300 mm

5.3.2 Výsledky experimentu

Síla na mezi porušení při vytažení výztuže a vypočítané mezní napětí v soudržnosti betonu a výztuže pro jednotlivé zkušební vzorky jsou uvedeny v tab. 5 (do výpočtu průměrného mezního napětí v soudržnosti nebyly zahrnuty vzorky o rozměru 300/150/500 mm, protože došlo k porušení výztuže namísto betonu).

Mezní napětí v soudržnosti lze také vypočítat pomocí pevnosti betonu v dostředném tahu dle vztahu uvedeném v normě ČSN EN 1992-1-1 [5]:

$$f_b = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ct}, \quad (39)$$

kde jsou:

η_1, η_2 součinitelé závislé na podmínkách soudržnosti a průměru prutu (v tomto případě $\eta_1 = 1,0, \eta_2 = 1,0$),

f_{ct} pevnost betonu v dostředném tahu.

Pevnost v dostředném tahu f_{ct} lze určit z pevnosti v příčném tahu $f_{ct,sp}$ jako:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}. \quad (40)$$

Pevnost v dostředném tahu f_{ct} lze vypočítat z pevnosti v tahu za ohybu $f_{ct,fi}$ jako:

$$f_{ct} = f_{ct,fi} / \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right), \quad (41)$$

kde je:

h výška prvku.

Pevnost použité betonové směsi v příčném tahu, v tahu za ohybu, výpočet pevnosti v dostředném tahu a mezního napětí v soudržnosti jsou zřejmé z tab. 6 a z tab.7.

Vzhledem k tomu, že vzorky nebyly opatřeny doplňující výztuží, je možné, že hodnota síly na mezi porušení při vytažení výztuže byla snížena rozštěpením zkušební vzorku. Uvedené výsledky je tedy možné vnímat jako konzervativní.

Tab. 5 Soudržnost betonu a výztuže 20 hodin po ukončení betonáže

vzorek	1	2	3	4	5	6
síla na mezi porušení F [kN]	40,0	41,0	77,0	77,0	92,1	91,0
průměr výztuže ϕ [mm]	14	14	14	14	14	14
délka zakotvení l [mm]	200	200	300	300	500	500
plocha zakotvení A [mm ²] $A = \pi \cdot \phi \cdot l$	8792	8792	13188	13188	21980	21980
typ porušení (beton/výztuž)	beton	beton	beton	beton	výzt.	výzt.
mezní napětí v soudržnosti f_b [MPa] $f_b = F/A$	4,55	4,66	5,84	5,84	4,19	4,14
\bar{f}_b [MPa] (jen vzorky 1,2,3,4)	5,23					

Tab. 6 Pevnost betonu v příčném tahu 20 hodin po ukončení betonáže

vzorek	1	2	3	4	5	6
pevnost v příčném tahu $f_{ct,sp}$ [MPa]	2,41	2,42	2,48	2,24	2,14	2,19
$\bar{f}_{ct,sp}$ [MPa]	2,31					
pevnost v dostředném tahu f_{ct} [MPa] $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$	2,08					
mezní napětí v soudržnosti f_b [MPa] $f_b = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot f_{ct}$ [MPa]	4,68					

Tab. 7 Pevnost betonu v tahu za ohybu 20 hodin po ukončení betonáže

vzorek	1	2	3	4	5	6
pevnost v tahu za ohybu $f_{ct,fi}$ [MPa]	3,15	3,44	3,78	3,52	2,98	3,03
$\overline{f_{ct,fi}}$ [MPa]	3,32					
pevnost v dostředném tahu f_{ct} [MPa] $f_{ct} = f_{ct,fi}/(1,6-100/1000)$	2,21					
mezní napětí v soudržnosti f_b [MPa]	4,97					

5.3.3 Závěr

Měřením síly potřebné k vytažení výztuže byla po 20 hodinách od ukončení betonáže zjištěna průměrná hodnota mezního napětí v soudržnosti 5,23 MPa. Průměrná hodnota mezního napětí v soudržnosti vypočítaná z experimentálně stanovené pevnosti betonu v příčném tahu činila 4,68 MPa, z pevnosti v tahu za ohybu pak 4,97 MPa. Pro betonové směsi mladší než 3 dny tedy může stanovení tahové pevnosti představovat vhodný postup pro zjištění mezního napětí v soudržnosti.

5.4 MĚŘENÍ PŘILNAVOSTI POVRCHU PANELU K BETONÁŽNÍMU STOLU

Experiment popsáný v následující kapitole ověřuje hodnotu přilnavosti povrchu panelu k betonážnímu stolu, která je normou VDI/BV-BS 6205 [12] definována pro různé povrchové úpravy bednění (hladké naolejované, hladké nenaolejované, hrubé). V tomto případě byla měřena přilnavost betonu k hladkému nenaolejovanému bednění. Byl tak simulován extrémní případ, který by nastal jen v případě opomenutí pracovníků provést ošetření stolu odformovacím olejem.

5.4.1 Popis provedeného experimentu

Velikost přilnavosti povrchu panelu o rozměrech 3870 x 2175 x 150 mm k povrchu betonážního stolu byla zjišťována měřením velikosti síly v jeřábovém závěsu potřebné k odtržení panelu. Povrch betonážního stolu nebyl záměrně před betonáží panelu ošetřen odformovacím olejem. Panel tedy „přirostl“ k betonážnímu stolu. Manipulace proběhla v těchto fázích:

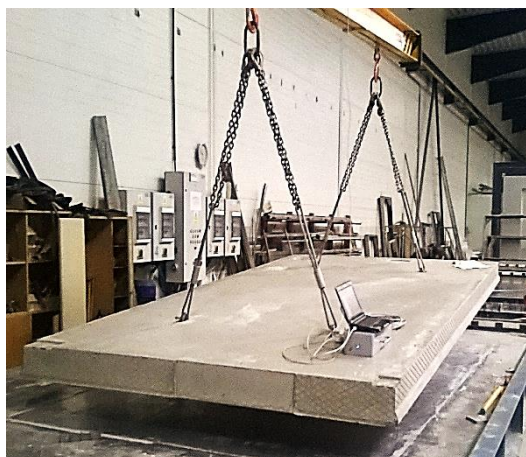
- Stropní panel leží na betonážním stole (obr. 81).
- Panel je odtržen od betonážního stolu.
- Stropní panel visí na jeřábové traverze (obr. 82).
- Panel je položen a rychle zvednut (celkem 4x).
- Stropní panel visí na jeřábové traverze.
- Stropní panel leží na podložce.

Teoretická hmotnost panelu činila $m = 3,87 \cdot 2,175 \cdot 0,15 \cdot 2400 = 3030$ kg.

Pro měření síly v jeřábovém závěsu byl použit tenzometrický siloměr U2B [21]. Měřicí ústředna byla typu EMS DV 803 [28]. Délka měření byla 250 s, frekvence měření 100 Hz. Panel byl manipulován prostřednictvím mostového jeřábu DEMAG EVKE 2 x 4,0 t x 23,4 m [19].



Obr. 81 Panel před odtržením
z betonážního stolu

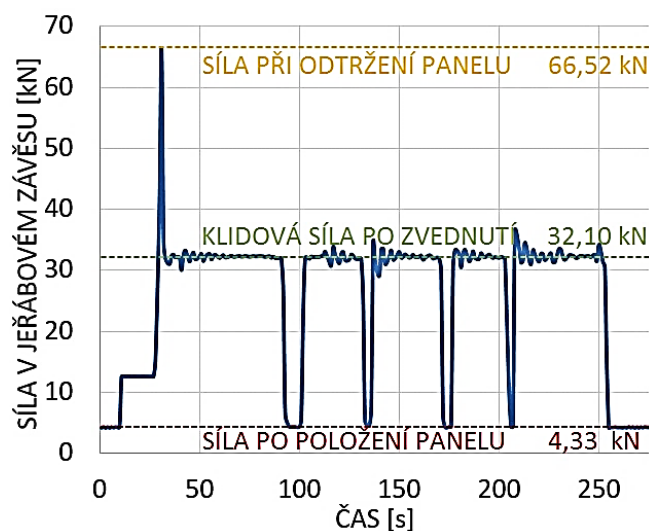


Obr. 82 Panel po odtržení
z betonážního stolu

5.4.2 Výsledky experimentu

V rámci provedeného experimentu byla zjištěna maximální síla v jeřábovém závěsu 66,52 kN během odtržení od betonážního stolu, klidová síla v jeřábovém závěsu po zvednutí panelu pak byla 32,10 kN. Klidová síla v jeřábovém závěsu byla stanovena jako průměr z hodnot v časových intervalech, kdy panel volně visel.

Síla po položení panelu činila 4,33 kN (hmotnost vazacích prostředků, závěsného zařízení). Průběh velikosti síly v jeřábovém závěsu je patrný z obr. 83.



Obr. 83 Síla v jeřábovém závěsu v průběhu odtržení od betonážního stolu

Hodnotu přilnavosti mezi povrchem panelu a povrchem betonážního stolu lze vypočítat jako:

$$q_{adh} = \frac{(66,52 - 4,33) - (32,10 - 4,33)}{3,87 \cdot 2,175} = 4,09 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

5.4.3 Závěr

Vypočítaná hodnota přilnavosti povrchu prefabrikovaného panelu a povrchu betonážního stolu činila $4,09 \text{ kN.m}^{-2}$. Je zřejmé, že se jedná o hodnotu vyšší, než předepisuje např. norma VDI/BV-BS 6205 [12]. Ta doporučuje pro hladké nenaolejované bednění hodnotu $2,0 \text{ kN.m}^{-2}$. Zvýšená hodnota přilnavosti může mít nepříznivý vliv na namáhání kotevních systémů, vázacích prostředků a závěsného zařízení.

5.5 MĚŘENÍ NAMÁHÁNÍ PANELŮ V PRŮBĚHU VYJMUTÍ Z BETONÁŽNÍHO STOLU

V následující kapitole je popsán experiment, který zjišťoval namáhání stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu. Za tímto účelem byly do zkušebních panelů zabudovány odporové tenzometry umístěné v betonu a na výztuži a na jeřábový závěs byl instalován siloměr. Dále byly ověřovány mechanické vlastnosti použité směsi (pevnost betonu v tlaku, v tahu, modul pružnosti) dosažené v době manipulace s panely. Následně došlo k vyhodnocení využití pevnosti v tahu použitého betonu a výztuže.

5.5.1 Popis provedeného experimentu

Byly vyrobeny tyto zkušební panely a zkušební tělesa:

- zkušební panel A o rozměrech $5930 \times 2700 \times 150 \text{ mm}$ za účelem měření namáhání betonu a výztuže v průběhu vyjmutí z betonážního stolu,
- zkušební panel B o rozměrech $3305 \times 2700 \times 150 \text{ mm}$ za účelem měření namáhání betonu a výztuže v průběhu vyjmutí z betonážního stolu,
- 3 zkušební krychle normových velikostí ($150/150/150 \text{ mm}$) pro měření pevnosti betonu v tlaku,
- 6 zkušebních betonových trámů normových velikostí ($400/100/100 \text{ mm}$) pro měření pevnosti betonu v tahu za ohybu a modulu pružnosti v tahu za ohybu.

Manipulace s panely A a B je zřejmá z obr. 84 a 85. Schéma tvaru, vyztužení panelů A a B, poloha a orientace tenzometrů jsou zřejmé z obr. 86 a z tab. 8. Fotografie tenzometrů do betonu při horním a dolním povrchu instalovaných prostřednictvím plastových podložek a přípravků z ohnuté výztuže je uvedena na obr. 87. Tenzometr přilepený na výztuži prostřednictvím epoxidové pryskyřice je zřejmý z obr. 88.

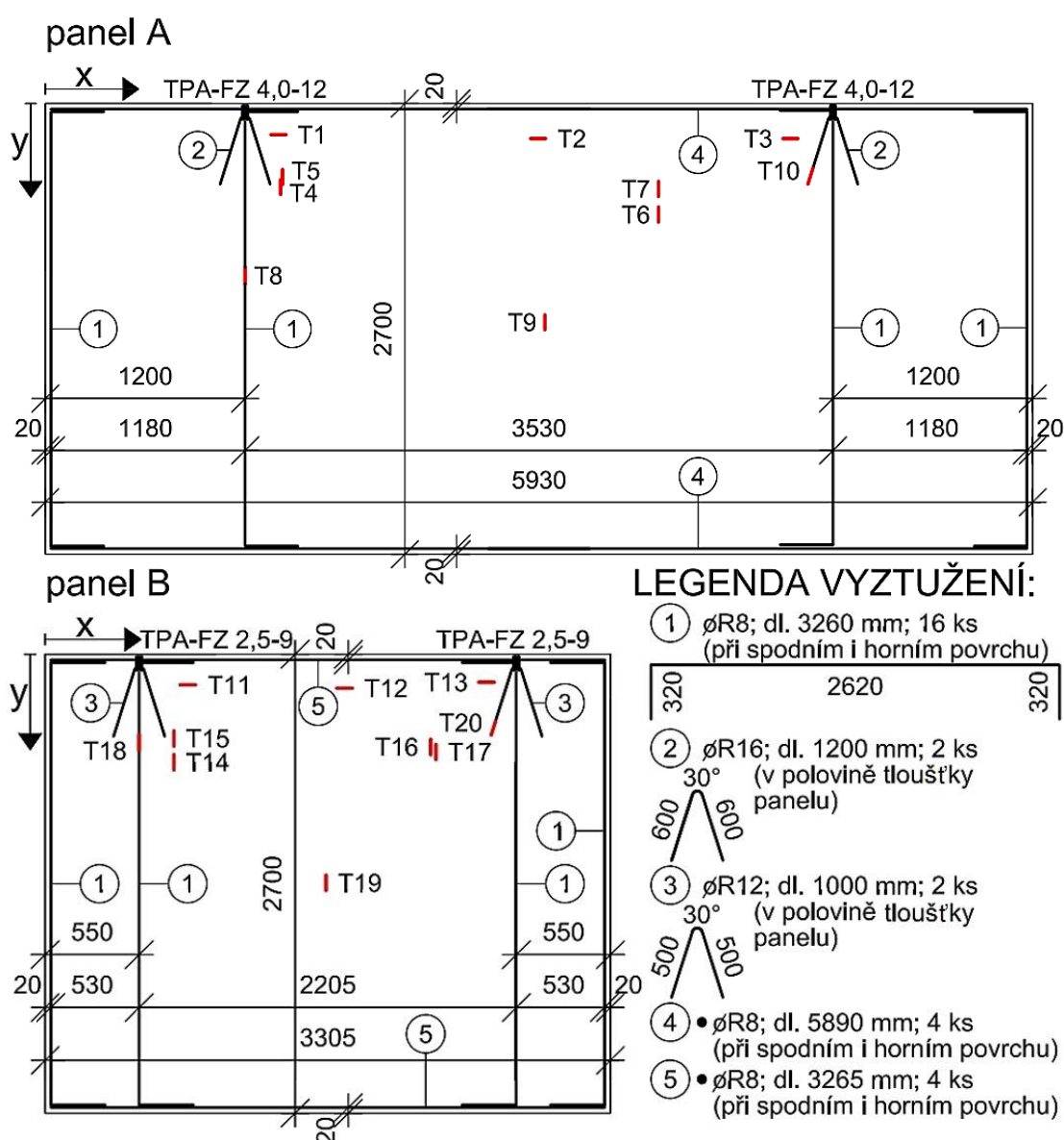
Manipulace se zkušebními panely proběhla ve výrobní hale pomocí mostového jeřábu DEMAG EVKE 2 x 4,0 t x 23,4 m [19]. V průběhu manipulace byla měřena síla v jeřábovém závěsu a změna poměrného přetvoření v jednotlivých tenzometrech v betonu a na výztuži. Síla v jeřábovém závěsu byla měřena siloměrem U2B [21], měřicí ústředna byla použita typu MX840B [22]. Odporové tenzometry do betonu byly použity typu PML – 60 [29] a odporové tenzometry na výztuž typu 1-LY11-3/350 [30]. Délka měření byla přibližně 400 s shodně pro panel A a B, měření proběhlo s frekvencí 100 Hz. Projektovaná třída betonu zkušebních panelů a těles byla C 30/37, receptura použité betonové směsi je dostupná v příloze C. Třída použité výztuže byla B500B.



Obr. 84 Manipulace s panelem A



Obr. 85 Manipulace s panelem B



Obr. 86 Schéma tvaru a vyztužení panelů A a B, poloha a orientace tenzometrů

Panely byly vybetonovány ve vodorovné poloze. Po 16 hodinách od ukončení betonáže byl betonážní stůl zvednut do svislé polohy. S panelem A pak byly provedeny tyto operace:

- zvednutí z betonážní formy,
- částečné položení na podlahu (pouze částečné položení kvůli bezpečnosti),
- zvednutí.

Také s panelem B byly provedeny operace:

- zvednutí z betonážní formy,
- úplné položení na podlahu,
- zvednutí.

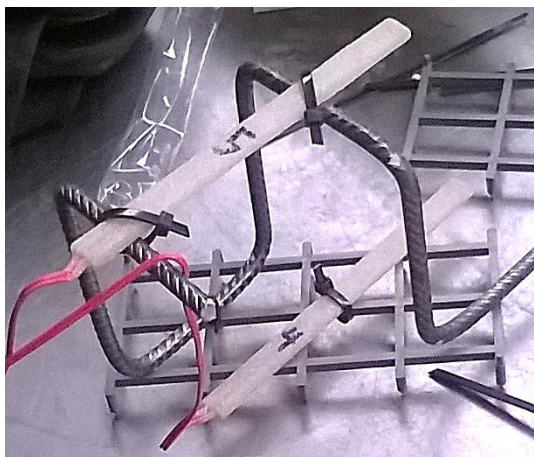
Po 16 hodinách od ukončení betonáže byly dále provedeny zkoušky:

- tlakové pevnosti betonu na zkušebních krychlích (3 ks),
- pevnosti betonu v tahu za ohybu na zkušebních trácích (3 ks),
- modulu pružnosti betonu v tahu za ohybu na zkušebních trácích (3 ks).

Tab. 8 Specifikace polohy tenzometrů

tenzometr	poloha x [mm]	poloha y [mm]	poloha z* [mm]	v betonu / na výztuži
T1	1400	186	135	v betonu
T2	2960	210	18	v betonu
T3	4475	210	132	v betonu
T4	1413	500	18	v betonu
T5	1425	440	120	v betonu
T6	3683	665	18	v betonu
T7	3686	511	124	v betonu
T8	1200	1030	25	na výztuži
T9	3000	1310	18	v betonu
T10	4650	434	62	na výztuži
T11	835	180	130	v betonu
T12	1750	200	18	v betonu
T13	2850	165	130	v betonu
T14	753	635	18	v betonu
T15	753	575	132	v betonu
T16	2285	575	18	v betonu
T17	2255	545	130	v betonu
T18	550	520	25	na výztuži
T19	1642	1350	18	v betonu
T20	2620	434	62	na výztuži

*Polohou z je myšlena výška tenzometru nad betonážním stolem.



Obr. 87 Tenzometry do betonu
při horním a dolním povrchu



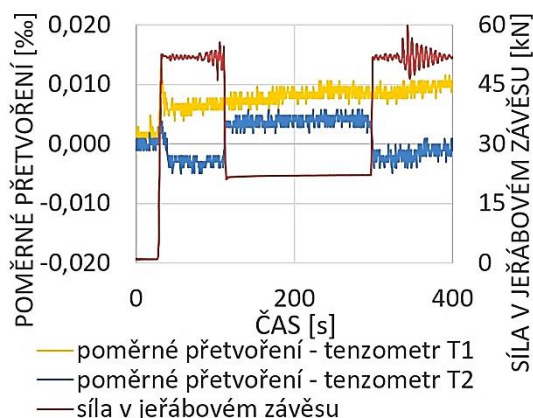
Obr. 88 Tenzometr na výztuži

5.5.2 Výsledky experimentu

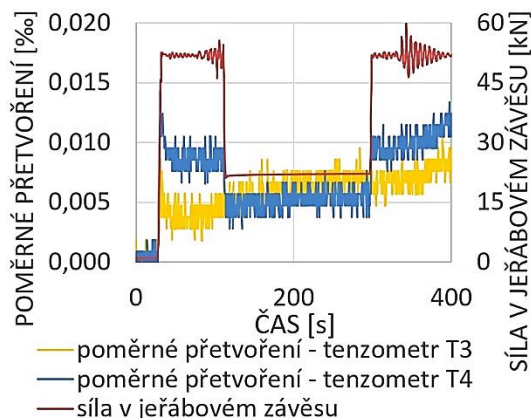
Změny poměrného přetvoření změřené jednotlivými tenzometry T1 až T20 v průběhu vyjmutí zkušebních panelů A a B z betonážního stolu jsou uvedeny v obr. 89 až 98.

Hodnoty průměrné krychelné tlakové pevnosti betonu, pevnosti betonu v tahu za ohybu a modulu pružnosti betonu v tahu za ohybu stanovené 16 hodin po ukončení betonáže jsou uvedeny v tab. 9, kde je rovněž uveden výpočet pevnosti betonu v prostém tahu a stanovení charakteristické hodnoty pevnosti betonu v tahu dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5]. Charakteristická hodnota meze kluzu použité výztuže byla uvažována jako $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, modul pružnosti výztuže byl uvažován $E_s = 200 \text{ GPa}$.

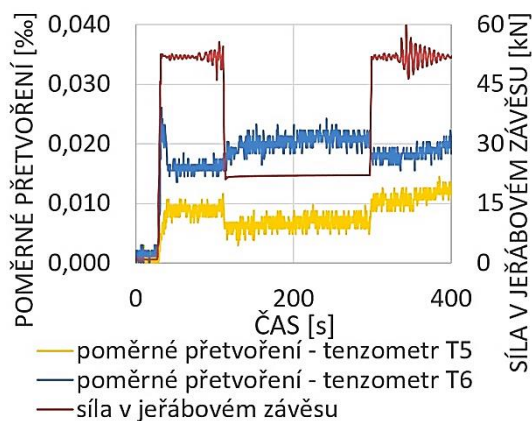
Maximální hodnoty změny tahového poměrného přetvoření a využití betonu a výztuže vzhledem k charakteristickým hodnotám tahové pevnosti jsou uvedeny v tab. 10. Bylo vyhodnoceno pouze tahové namáhání betonu a výztuže, protože vzhledem k působení zkušebních panelů (vysoký nosník zavěšený při horním okraji) nebylo očekáváno tlakové porušení prvků.



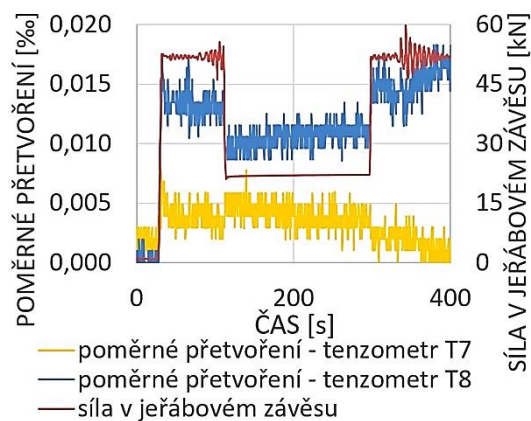
Obr. 89 Změny přetvoření při vyjmutí
panelu A z formy (tenzometry T1, T2)



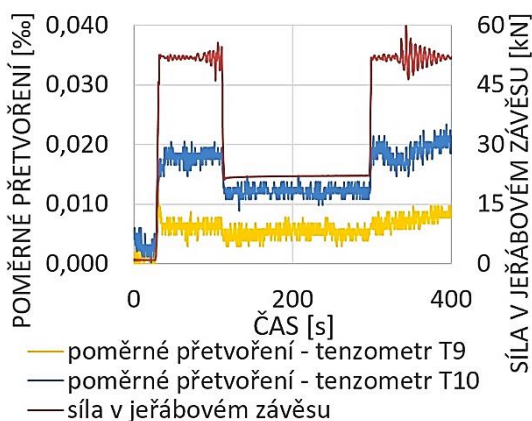
Obr. 90 Změny přetvoření při vyjmutí
panelu A z formy (tenzometry T3, T4)



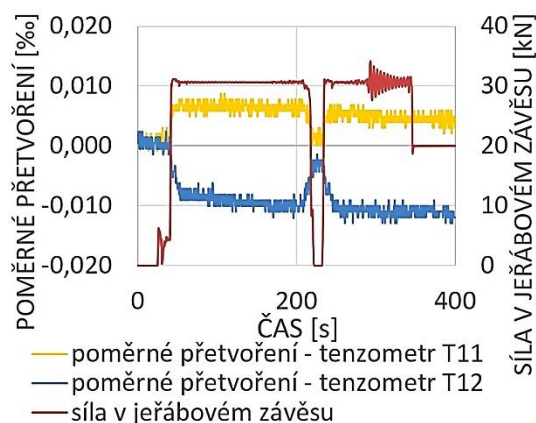
Obr. 91 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T5, T6)



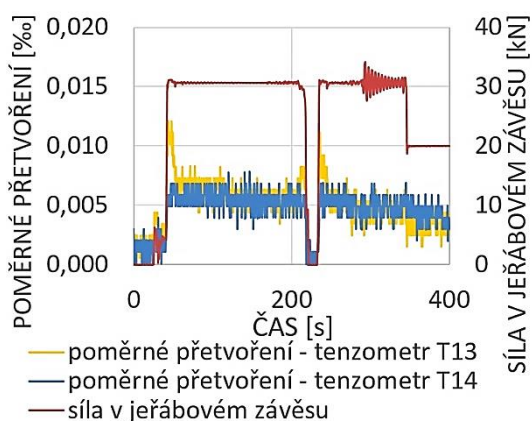
Obr. 92 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T7, T8)



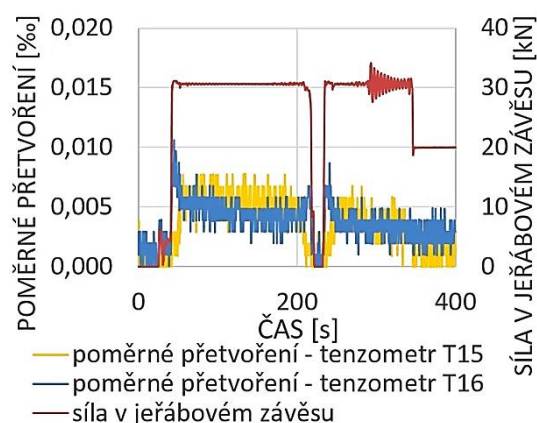
Obr. 93 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T9, T10)



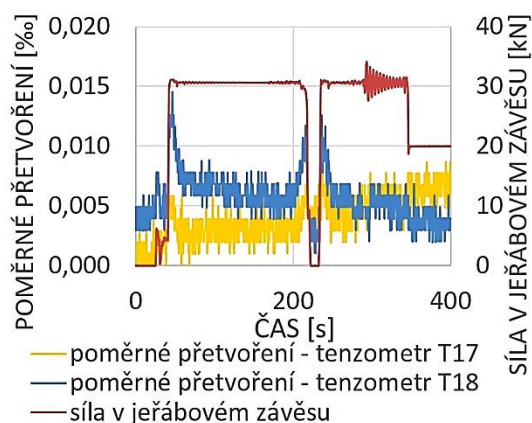
Obr. 94 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T11, T12)



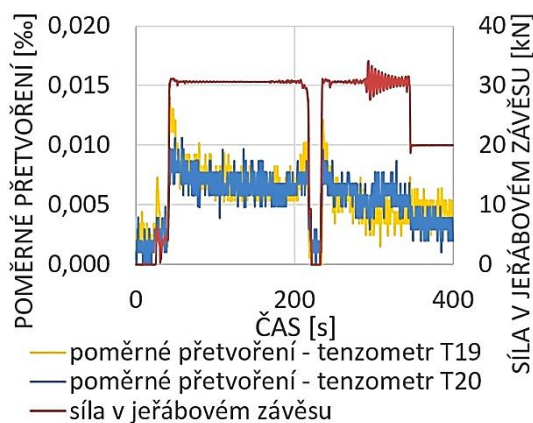
Obr. 95 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T13, T14)



Obr. 96 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T15, T16)



Obr. 97 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T17, T18)



Obr. 98 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T19, T20)

Tab. 9 Pevnost betonu zkušebních panelů 16 hodin po ukončení betonáže

pevnost v krychelném tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa]	11,91
modul pružnosti v tahu za ohybu E_{cm} [GPa]	8,07
pevnost v tahu za ohybu $f_{ct,fi}$ [MPa]	1,86
pevnost v prostém tahu $f_{ct} = \min\left(\frac{f_{ct,fi}}{\left(1,6 - \frac{100}{1000}\right)}; f_{ct,fi}\right)$ [MPa]	1,24
charakteristická hodnota tahové pevnosti $f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ct}$ [MPa]	0,87

Tab. 10 Maximální změna tahového přetvoření (vyjmutí z betonážního stolu)

panel A			panel B		
tenzometr v betonu	přetvoření ϵ_{Ti} [%]	využití [%] $\epsilon_{Ti} \cdot E_{cm} / f_{ctk;0,05}$	tenzometr v betonu	přetvoření ϵ_{Ti} [%]	využití [%] $\epsilon_{Ti} \cdot E_{cm} / f_{ctk;0,05}$
T1	0,013	12,1	T11	0,008	7,4
T2	0,006	5,6	T12	0,002	1,9
T3	0,011	10,2	T13	0,012	11,1
T4	0,015	13,9	T14	0,008	7,4
T5	0,013	12,1	T15	0,008	7,4
T6	0,026	24,1	T16	0,011	10,2
T7	0,008	7,4	T17	0,008	7,4
T9	0,013	12,1	T19	0,014	13,0
tenzometr na výztuži	přetvoření ϵ_{Ti} [%]	využití [%] $\epsilon_{Ti} \cdot E_s / f_{yk}$	tenzometr na výztuži	přetvoření ϵ_{Ti} [%]	využití [%] $\epsilon_{Ti} \cdot E_s / f_{yk}$
T8	0,018	0,72	T18	0,014	0,56
T10	0,023	0,92	T20	0,015	0,60

5.5.3 Závěr

Prostřednictvím provedených experimentů bylo prokázáno, že během vyjmutí zkušebních panelů z betonážního stolu byl beton namáhán na úrovni cca 20 % charakteristické tahové pevnosti. Namáhání výztuže obou panelů pak dosáhlo přibližně úrovně 1 % charakteristické meze kluzu (nedošlo k aktivaci výztuže).

Namáhání betonu a výztuže zkušebních panelů v průběhu manipulace dosahovalo relativně nízkých hodnot. Je ovšem zapotřebí konstatovat, že namáhání vždy závisí na konkrétním tvaru a rozměru panelu a na způsobu manipulace s panelem.

5.6 MĚŘENÍ NAMÁHÁNÍ PANELŮ V PRŮBĚHU PŘEJEZDU NÁKLADNÍHO VOZIDLA PŘES PŘEKÁŽKU

Experiment popsany v této kapitole ověřuje namáhání zkušebních panelů A a B popsanych v kap. 5.5 v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes zkušební překážku. Cílem bylo ověřit velikost možného namáhání ještě nevyzrálého slabě vyztuženého betonového panelu na nerovných cestách. Bylo měřeno poměrné přetvoření betonu a výztuže prostřednictvím zabudovaných odporových tenzometrů. Dále byly ověřovány mechanické vlastnosti použité směsi (pevnost betonu v tlaku, v tahu, modul pružnosti) dosažené v době zkušebních přejezdů. Následně bylo vyhodnoceno využití pevnosti v tahu použitého betonu a výztuže.

5.6.1 Popis provedeného experimentu

Byly použity tyto zkušební panely a vyrobena následující zkušební tělesa:

- zkušební panel A o rozměrech 5930 x 2700 x 150 mm za účelem měření namáhání betonu a výztuže v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes překážku,
- zkušební panel B o rozměrech 3305 x 2700 x 150 mm za účelem měření namáhání betonu a výztuže v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes překážku,
- 3 zkušební krychle normových velikostí (150/150/150 mm) pro měření pevnosti betonu v tlaku,
- 6 zkušebních betonových trámů normových velikostí (400/100/100 mm) pro měření pevnosti betonu v tahu za ohybu a modulu pružnosti v tahu za ohybu.

Nákladní vozidlo bylo typu IVECO STRALIS [31] s nákladní plošinou a jeřábem.

Schéma tvaru, vyztužení panelů A a B, poloha a orientace tenzometrů jsou zřejmé z obr. 86 a z tab. 8 (kap. 5.6). Nákladní vozidlo s panely A a B najíždějící na pokusnou překážku je uvedeno na obr. 99. Jako pokusná překážka bylo použito tří prken tloušťky 30 mm sbitých k sobě o celkové výšce 90 mm (obr. 100).

Na překážku bylo najížděno rychlostí 20 km za hodinu v průběhu celkem 7 přejezdů. Měření se uskutečnilo 14 dní po betonáži zkušebních panelů. Byla použita měřicí ústředna typu MX840B [22], měření proběhlo s frekvencí 100 Hz.

Po 14 dnech od ukončení betonáže byly provedeny zkoušky:

- tlakové pevnosti betonu na zkušebních krychlích (3 ks),
- pevnosti betonu v tahu za ohybu na zkušebních trácích (3 ks),
- modulu pružnosti betonu v tahu za ohybu na zkušebních trácích (3 ks).



Obr. 99 Vozidlo najíždějící na překážku



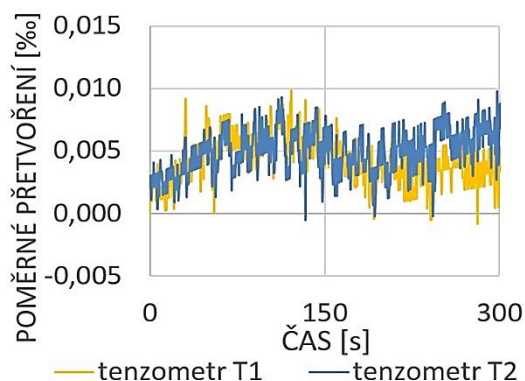
Obr. 100 Pokusná překážka

5.6.2 Výsledky experimentu

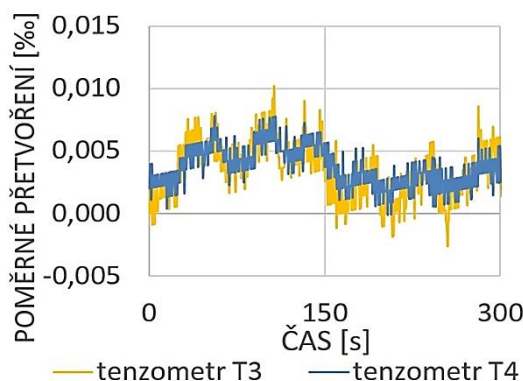
Změny poměrného přetvoření změřené jednotlivými tenzometry T1 až T20 v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes zkušební překážku jsou uvedeny v obr. 101 až 110.

Hodnoty průměrné krychelné tlakové pevnosti betonu, pevnosti betonu v tahu za ohybu a modulu pružnosti betonu v tahu za ohybu stanovené 16 hodin po ukončení betonáže jsou uvedeny v tab. 11, kde je rovněž uveden výpočet pevnosti betonu v prostém tahu a stanovení charakteristické hodnoty pevnosti betonu v tahu dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5]. Charakteristická hodnota meze kluzu použité výztuže byla uvažována jako $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, modul pružnosti výztuže byl uvažován $E_s = 200 \text{ GPa}$.

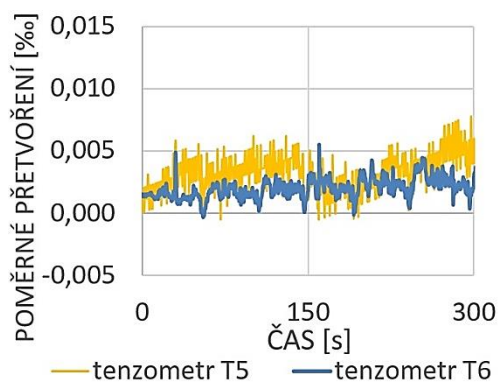
Maximální hodnoty změny tahového poměrného přetvoření a využití betonu a výztuže vzhledem k charakteristickým hodnotám tahové pevnosti jsou uvedeny v tab. 12. Bylo vyhodnoceno pouze tahové namáhání betonu a výztuže, protože vzhledem k působení zkušebních panelů nebylo očekáváno tlakové porušení prvků.



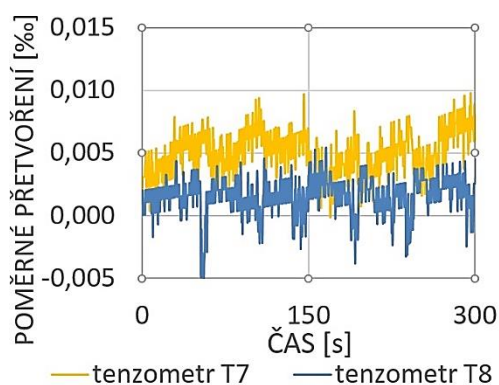
Obr. 101 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T1, T2)



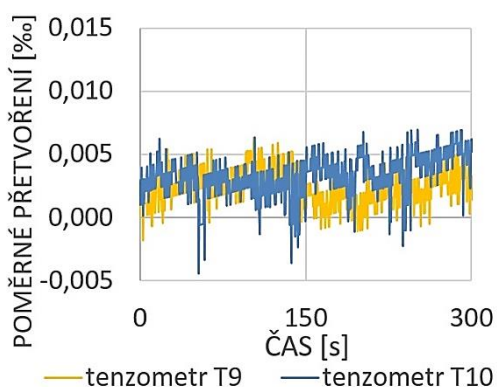
Obr. 102 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T3, T4)



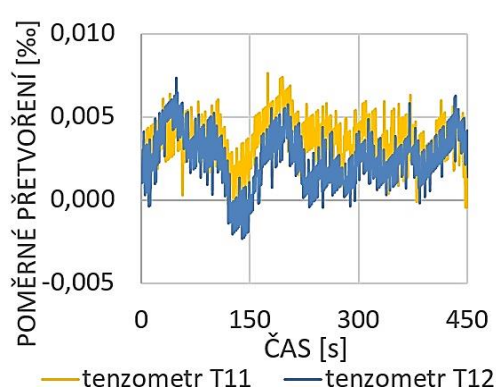
Obr. 103 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T5, T6)



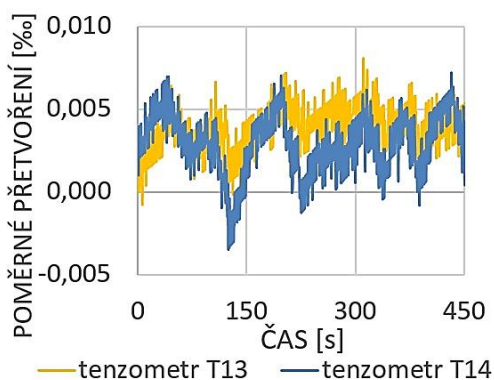
Obr. 104 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T7, T8)



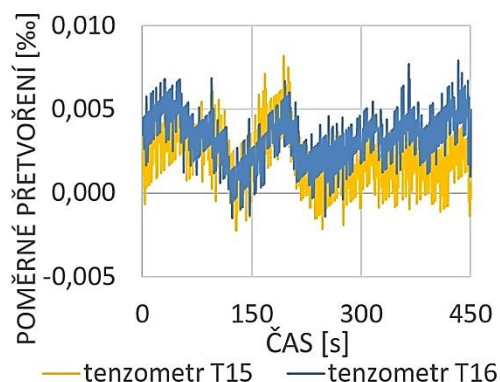
Obr. 105 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T9, T10)



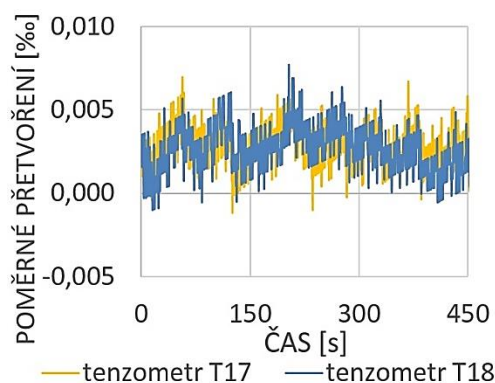
Obr. 106 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T11, T12)



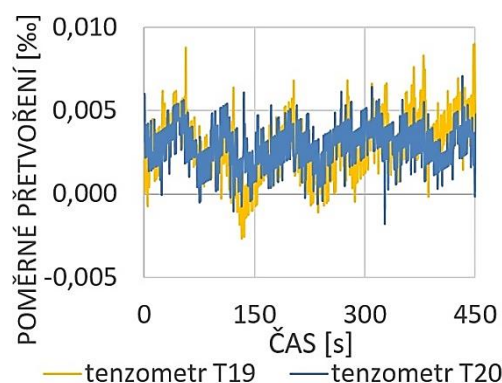
Obr. 107 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T13, T14)



Obr. 108 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T15, T16)



— tenzometr T17 — tenzometr T18



— tenzometr T19 — tenzometr T20

Obr. 109 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T17, T18)

Obr. 110 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T19, T20)

Tab. 11 Pevnost betonu zkušebních panelů 16 hodin po ukončení betonáže

pevnost v krychelném tlaku $f_{ck,cube}$ [MPa]	41,10
modul pružnosti v tahu za ohybu E_{cm} [GPa]	33,42
pevnost v tahu za ohybu $f_{ct,fi}$ [MPa]	4,06
pevnost v prostém tahu $f_{ct} = \min\left(\frac{f_{ct,fi}}{\left(1,6 - \frac{100}{1000}\right)}; f_{ct,fi}\right)$ [MPa]	2,71
charakteristická hodnota tahové pevnosti $f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ct}$ [MPa]	1,89

Tab. 12 Maximální změna tahového přetvoření (přejezd přes překážku)

panel A			panel B		
tenzometr v betonu	přetvoření ε_{Ti} [‰]	využití [%] $\varepsilon_{Ti} \cdot E_{cm} / f_{ctk;0,05}$	tenzometr v betonu	přetvoření ε_{Ti} [‰]	využití [%] $\varepsilon_{Ti} \cdot E_{cm} / f_{ctk;0,05}$
T1	0,010	17,7	T11	0,008	14,1
T2	0,010	17,7	T12	0,007	12,4
T3	0,010	17,7	T13	0,007	12,4
T4	0,008	14,1	T14	0,007	12,4
T5	0,007	12,4	T15	0,008	14,1
T6	0,006	10,6	T16	0,008	14,1
T7	0,010	17,7	T17	0,007	12,4
T9	0,006	10,6	T19	0,009	15,9
tenzometr na	přetvoření ε_{Ti} [‰]	využití [%] $\varepsilon_{Ti} \cdot E_s / f_{yk}$	tenzometr na výztuži	přetvoření ε_{Ti} [‰]	využití [%] $\varepsilon_{Ti} \cdot E_s / f_{yk}$
T8	0,005	0,20	T18	0,008	0,32
T10	0,006	0,24	T20	0,007	0,28

5.6.3 Závěr

Provedené experimenty prokázaly, že v průběhu přejezdu nákladního vozidla přes zkušební překážku byl beton namáhán na úrovni cca 20 % charakteristické tahové pevnosti. Namáhání výztuže obou panelů pak dosáhlo přibližně úrovně

0,3 % charakteristické tahové pevnosti (nedošlo k aktivaci výztuže). Námáhání betonu a výztuže zkušebních panelů v průběhu manipulace dosahovalo relativně nízkých hodnot. Je ovšem zapotřebí konstatovat, že námáhání vždy závisí na konkrétním tvaru a rozměru panelu, způsobu uchycení při přepravě a na typu nákladního vozidla.

5.7 MĚŘENÍ SÍLY V PŘEPRAVNÍM POPRUHU V PRŮBĚHU PŘEVOZU PANELU NA STAVENIŠTĚ

Cílem experimentu popsaného v následující kapitole bylo měření dynamického součinitele při přepravě panelu na nákladním vozidle, protože normou VDI/BV-BS 6205 [12] je součinitel definován pouze pro manipulaci jeřábem.

5.7.1 Popis provedeného experimentu

Stěnový panel délky 4350 mm, výšky 2600 mm a tloušťky 175 mm byl vložen do stojanu umístěného v přepravním prostoru nákladního vozidla a připevněn přepravním popruhem k podlaze (obr. 111, obr. 112). Na přepravním popruhu byl umístěn siloměr S2M [32] (obr. 113). Trasa zkušební jízdy Třebíč-Kasárna-Jihlava délky 46 km je patrná z obr. 114. Jízda trvala 123 minut. Schéma stěnového panelu v přepravním stojanu je uvedeno na obr. 115.



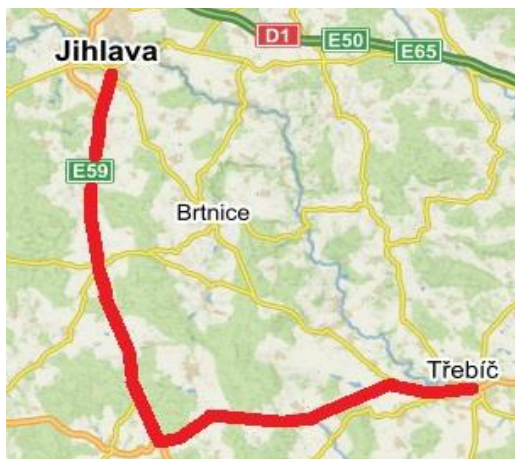
Obr. 111 Přepravní stojany



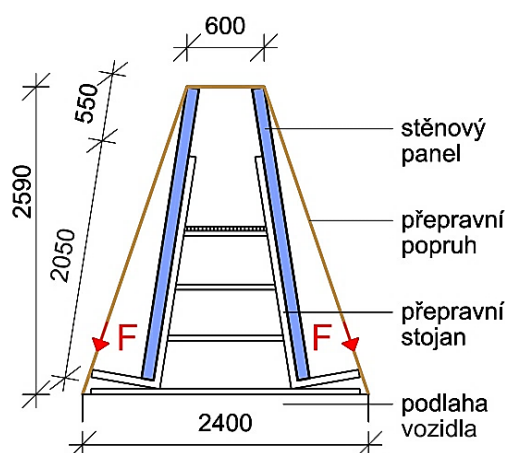
Obr. 112 Panely na nákladním vozidle



Obr. 113 Instalovaný siloměr



Obr. 114 Trasa zkušební jízdy

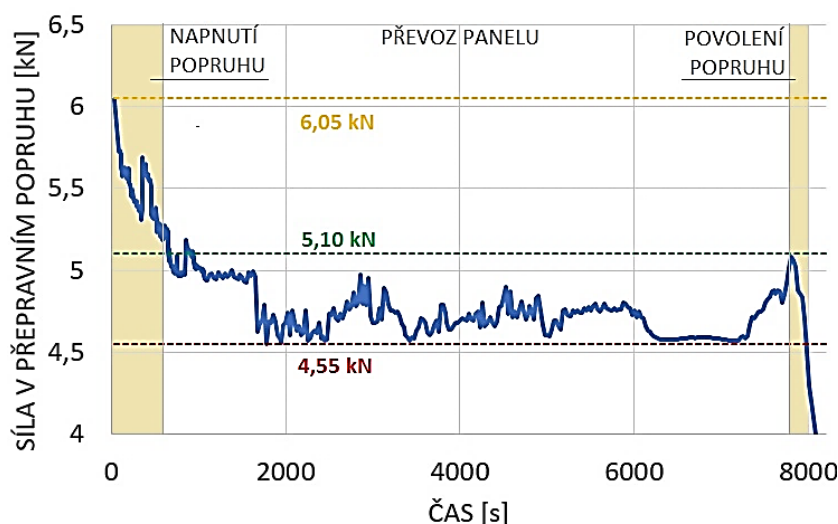


Obr. 115 Schéma přepravního stojanu a přepravovaného panelu

5.7.2 Výsledky experimentu

Průběh velikosti hodnoty síly v přepravním popruhu byl následující:

- Napnutí proběhlo na sílu 6,05 kN.
- Poté došlo k poklesu síly v přepravním popruhu vlivem drobných posunů panelu v přepravním stojanu během začátku přepravy panelu.
- V průběhu dalších částí přepravy pak hodnota síly dosahovala maxima 5,1 kN a minima 4,55 kN. Poměr maximální a minimální hodnoty síly v přepravním popruhu činil **1,12** (obr. 116).



Obr. 116 Průběh síly v přepravním popruhu v průběhu zkušební jízdy

5.7.3 Závěr

Poměr maximální a minimální hodnoty síly v popruhu v průběhu přepravy dosáhl hodnoty 1,12, zatímco nejmenší dynamický součinitel definovaný normou [12] činí 1,3 (manipulace věžovým jeřábem, mostovým jeřábem nebo autojeřábem bez pojezdu při zvedání panelu). Naměřené hodnoty jsou též důležité z hlediska výběru správné velikosti popruhu a způsobu uvázání panelu. V tomto případě byla výrobcem deklarovaná únosnost popruhu 50 kN, tedy dostatečná vzhledem k velikosti naměřených sil.

6 STUDIE CHOVÁNÍ STĚNOVÝCH PANELŮ ZE SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

V následující kapitole je provedena studie chování slabě vyztužených stěnových panelů. Cílem kapitoly je prověřit všechna stadia výroby, manipulace a přepravy a zaujmout stanovisko k návrhu betonu a výztuže, která je mnohdy navrhována jako konstrukční, tedy bez patřičného posouzení. Dále je proveden výpočet únosnosti stěny z prostého betonu ve finálním stadiu působení podle různých normových předpisů.

K dosažení požadované spolehlivosti návrhu betonu a výztuže panelů je využita metoda dílčích součinitelů, pevnost materiálů je uvažována v charakteristických hodnotách.

6.1 NAMÁHÁNÍ BETONU STĚNOVÝCH PANELŮ

Při návrhu běžných železobetonových konstrukcí je betonu zpravidla přisouzeno tlakové a výztuži tahové namáhání. Běžně přijímaným předpokladem je, že beton v tahu v mezním stavu únosnosti nepůsobí a veškeré tahové namáhání přebírá výztuž. Při návrhu konstrukcí ze slabě vyztuženého betonu je ale nutné využít tahové pevnosti betonu i v mezním stavu únosnosti.

Ačkoliv je v panelech ze slabě vyztuženého betonu zpravidla umístěna svislá výztuž pod přepravními úchyty procházející celou výškou panelu a svislá a vodorovná lemující výztuž, trajektorie tahových napětí při běžné návrhové úrovni zatížení procházejí také nevyztuženými částmi panelu.

Smršťování betonu vyvolává tahové napětí, protože v betonu je umístěna výztuž, která se nezkracuje. Smršťování betonu také vyvolává tahové napětí, pokud panelu není umožněno zkrácení např. kvůli přilnavosti betonu panelu ke stěnám betonážní baterie, k povrchu betonážního stolu anebo v důsledku pevného zabudování panelu v konstrukci brzy po betonáži panelu.

Během převozu panelu na staveniště vzniká tahové napětí v betonu z důvodu ohybového namáhání panelu v důsledku působení sil od přepravních popruhů a setrvačných sil.

Je tedy zapotřebí provést posouzení pevnosti betonu:

- v průběhu vyjmutí z betonážního stolu,
- v průběhu převozu na staveniště,
- na účinky smršťování.

Zvláštní pozornost je zapotřebí věnovat modelu podpor panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu. V blízkosti bodových podpor totiž vznikají špičky napětí, které komplikují vyhodnocení výsledků modelu.

6.1.1 Pevnost betonu při dvouosé napjatosti

Prefabrikované stěnové panely z prostého a slabě vyztuženého betonu jsou v průběhu výroby, manipulace a přepravy vystaveny různým kombinacím tahového a tlakového namáhání. Beton panelu se nachází ve stavu dvouosé napjatosti.

Pevnost betonu je běžnými laboratorními zkouškami stanovena pro beton ve stavu jednoosé napjatosti a je tedy nutné najít předpis pro stanovení pevnosti betonu ve stavu dvouosé napjatosti, který je jednoduše aplikovatelný v inženýrské praxi.

Pro prostý beton jako pro křehký materiál lze dle Halamy [33] přijmout Mohrovu hypotézu pevnosti, kterou lze popsat následujícími vztahy:

$$\sigma_1 - \kappa \cdot \sigma_2 = f_t, \quad (42)$$

$$|\sigma_1| \leq f_c, |\sigma_1| \leq f_t, \quad (43)$$

$$|\sigma_2| \leq f_c, |\sigma_2| \leq f_t, \quad (44)$$

kde je:

σ_1, σ_2	hlavní napětí,
$\kappa = \frac{f_t}{f_c}$	součinitel vyjadřující poměr pevnosti betonu v tahu a v tlaku,
f_t	pevnost betonu v tahu,
f_c	pevnost betonu v tlaku.

Mohrova hypotéza pevnosti poskytuje konzervativní výsledky pro dvouosou napjatost betonu typu TLAK-TLAK a TLAK-TAH. Je ale zapotřebí konstatovat, že Mohrova hypotéza pro dvouosou napjatost betonu typu TAH-TAH nezohledňuje snížení tahové pevnosti betonu s ohledem na dvouosou napjatost betonu. Mohrova hypotéza pevnosti je zřejmá z obr. 117.

Pro pevnost betonu je dle Suchardy [34] popsána Chenova hypotéza pevnosti, kterou je možné pro dvouosou napjatost betonu typu TLAK-TLAK vyjádřit jako parabolu:

$$J_2 - \frac{A_c}{3} \cdot I_1 - \tau_c^2 = 0, \quad (45)$$

kde je:

I_1	první invariant tenzoru napětí,
J_2	druhý invariant deviátoru napětí,
A_c, τ_c^2	konstanty definované mechanickými parametry betonu v jednoosém tlaku.

Pro první invariant tenzoru napětí platí:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2. \quad (46)$$

Pro druhý invariant deviátoru napětí platí vztah:

$$J_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1^2 + \sigma_2^2). \quad (47)$$

Konstantu A_c lze určit pomocí vztahu:

$$A_c = \frac{f_{bc}^2 - f_c^2}{2 \cdot f_{bc} - f_c}, \quad (48)$$

kde je:

f_{bc}	pevnost betonu ve dvouosém tlaku.
----------	-----------------------------------

Konstantu τ_c lze vypočítat ze vztahu:

$$\tau_c^2 = \frac{f_c \cdot f_t \cdot (2 \cdot f_c - 2 \cdot f_{bc})}{3 \cdot (2 \cdot f_{bc} - f_c)}. \quad (49)$$

Chenovu hypotézu pro dvouosou napjatost betonu typu TLAK-TAH a TAH-TAH lze popsat funkčním předpisem pro hyperbolu:

$$J_2 - \frac{1}{6} \cdot I_1^2 + \frac{A_t}{3} \cdot I_1 - \tau_t^2 = 0, \quad (50)$$

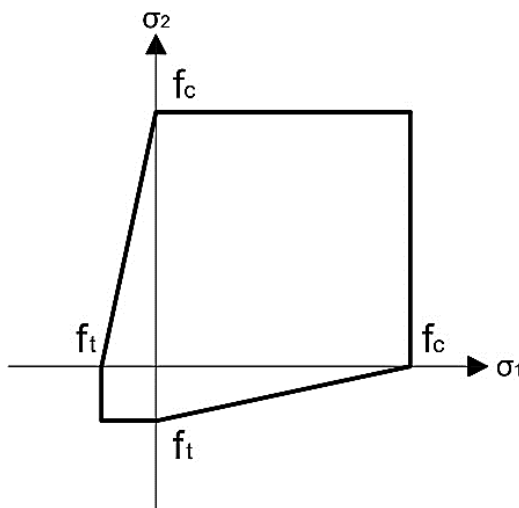
kde jsou:

A_t, τ_t^2 konstanty definované mechanickými parametry betonu v jednoosém tahu.

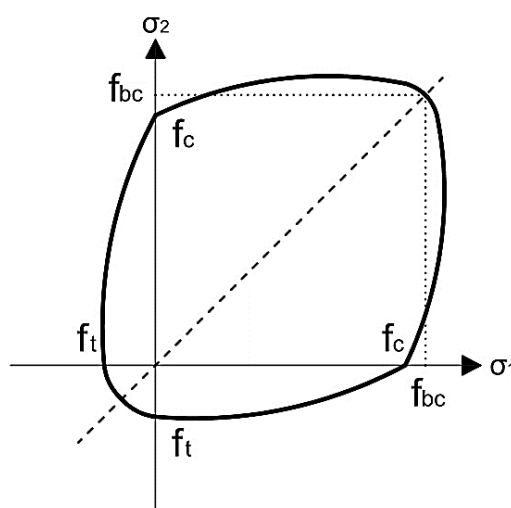
Konstantu A_t lze určit pomocí vztahu: $A_t = \frac{f_c - f_t}{2}$. (51)

Konstantu τ_t lze vypočítat jako: $\tau_t^2 = \frac{f_c f_t}{6}$. (52)

Chenova hypotéza pevnosti je znázorněna na obr. 118.



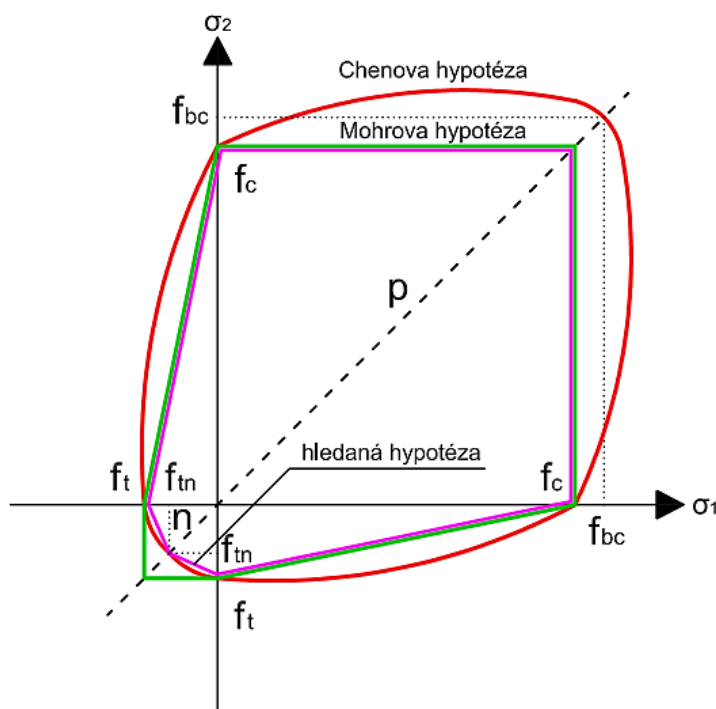
Obr. 117 Mohrova hypotéza pevnosti
betonu při dvouosé napjatosti



Obr. 118 Chenova hypotéza pevnosti
betonu při dvouosé napjatosti

Srovnání Mohrovy a Chenovy hypotézy pro stejnou tlakovou pevnost betonu v jednoosém tlaku f_c a pro stejnou tahovou pevnost betonu v jednoosém tahu f_t je zřejmé z obr. 119. Lze konstatovat, že Mohrova hypotéza pevnosti je konzervativní pro dvouosou napjatost typu TAH-TLAK a TLAK-TLAK. Chenova hypotéza je naopak vhodná pro dvouosou napjatost typu TAH-TAH.

Výsledná hypotéza přijatá pro posouzení pevnosti betonu prefabrikovaných stěnových panelů může být konzervativně vytvořena jako kombinace Mohrovy a Chenovy hypotézy s tím, že v oblasti prostorové napjatosti betonu TAH-TAH může být hyperbola tvořící mez pevnosti betonu dle Chenovy hypotézy zjednodušeně nahrazena dvojicí úseček spojujících body $[f_t; 0]$, $[f_{tn}; f_{tn}]$, $[0; f_t]$ (obr. 119).



Obr. 119 Srovnání Mohrovy a Chenovy hypotézy pevnosti betonu

Bod n je charakterizován souřadnicemi:

$$\sigma_1 = f_{tn}, \sigma_2 = f_{tn}.$$

Hodnotu mezního napětí betonu v tahu f_{tn} lze získat dosazením do vztahu pro Chenovu hypotézu pro dvousou napjatost betonu typu TLAK-TAH a TAH-TAH:

$$\begin{aligned} J_2 - \frac{1}{6} \cdot I_1^2 + \frac{A_t}{3} \cdot I_1 - \tau_t^2 &= 0, \\ \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1^2 + \sigma_2^2) - \frac{1}{6} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)^2 + \frac{f_c - f_t}{6} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{f_c \cdot f_t}{6} &= 0, \\ \frac{1}{2} \cdot (f_{tn}^2 + f_{tn}^2) - \frac{1}{6} \cdot (f_{tn} + f_{tn})^2 + \frac{f_c - f_t}{6} \cdot (f_{tn} + f_{tn}) - \frac{f_c \cdot f_t}{6} &= 0, \\ \frac{1}{3} \cdot f_{tn}^2 + \frac{f_c - f_t}{3} \cdot f_{tn} - \frac{f_c \cdot f_t}{6} &= 0. \end{aligned}$$

Kladný kořen kvadratické rovnice má tvar:

$$f_{tn} = \frac{f_t + \sqrt{f_c^2 + f_t^2 - f_c}}{2}.$$

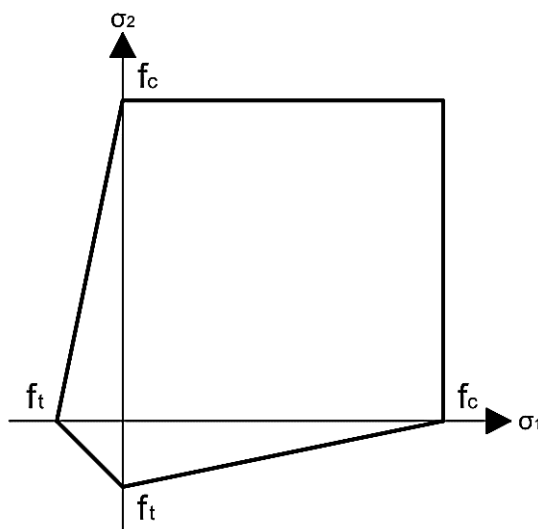
Hodnota mezního napětí betonu v tahu f_{tn} byla stanovena pro beton pevnostních tříd C 12/15, C 16/20, C 20/25, C 25/30, C 30/37, C 35/45 a C 40/50 (tab. 13). Z tab. 13 je zřejmé, že mezní hodnotu betonu v tahu f_{tn} lze konzervativně uvažovat:

$$f_{tn} = \frac{1}{2} \cdot f_t.$$

Dvojici úseček spojujících body $[f_t; 0]$, $[f_{tn}; f_{tn}]$, $[0; f_t]$ lze pak za účelem zjednodušení výpočtu nahradit jednou úsečkou spojující body $[f_t; 0]$ a $[0; f_t]$. Výsledná přijatá hypotéza pevnosti betonu ve stavu dvousé napjatosti je zřejmá z obr. 120. Přijatá hypotéza je záměrně tvořena pětici úseček tak, aby bylo možné při posouzení pevnosti betonu lineárně sčítat hlavní napětí získaná jako výsledek numerické analýzy panelu.

Tab. 13 Hodnota mezního napětí betonu v tahu f_m

Třída betonu	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,0,05}$ [MPa]	f_m [MPa]	$f_m/f_{ctk,0,05}$ [MPa]
C 12/15	12	1,10	0,58	0,52
C 16/20	16	1,30	0,67	0,52
C 20/25	20	1,50	0,78	0,52
C 25/30	25	1,80	0,93	0,52
C 30/37	30	2,00	1,03	0,52
C 35/45	35	2,20	1,13	0,52
C 40/50	40	2,50	1,29	0,52



Obr. 120 Výsledná přijatá hypotéza pevnosti betonu při dvouosé napjatosti

Výsledná zjednodušující přijatá hypotéza pevnosti betonu při dvouosé napjatosti může být definována následujícím způsobem:

- Pro dvouosou napjatost typu TLAK-TLAK a TLAK-TAH je přijata Mohrova hypotéza.
- Pro oblast TAH-TAH je jako mez pevnosti přijata úsečka spojující body $[f_t; 0]$ a $[0; f_t]$.

Pro dvouosou napjatost typu σ_1 -TLAK a σ_2 -TLAK tedy platí podmínka:

$$|\sigma_1| \leq f_c, |\sigma_2| \leq f_c. \quad (53)$$

Pro dvouosou napjatost typu σ_1 -TLAK a σ_2 -TAH platí podmínka:

$$\frac{|\sigma_1|}{f_c} + \frac{|\sigma_2|}{f_t} \leq 1,0. \quad (54)$$

Pro dvouosou napjatost typu σ_1 -TAH a σ_2 -TLAK platí podmínka:

$$\frac{|\sigma_1|}{f_t} + \frac{|\sigma_2|}{f_c} \leq 1,0. \quad (55)$$

A pro dvouosou napjatost typu σ_1 -TAH a σ_2 -TAH platí podmínka:

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_t. \quad (56)$$

6.1.2 Namáhání betonu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu

Prefabrikované panely jsou z betonážního stolu nebo z betonážní baterie zvedány ve svislé poloze (obr. 121). Před zvednutím panelu je betonážní stůl zpravidla otočen do polohy, kdy střednice panelu svírá se svislicí úhel přibližně 5° až 10° . Jeřábové závěsy jsou poté připevněny k přepravním úchytům, kterými je provlečena svislá kotevní výztuž (položka 1, obr. 136).

V průběhu vyjmutí z betonážního stolu nebo z betonážní baterie působí panel jako vysoký zavěšený nosník. Na základě známého statického schématu a známého zatížení stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu během přepravy je možné provést lineární analýzu například v softwaru SCIA Engineer. Vhodným výstupem z lineárního numerického modelu jsou hlavní napětí σ_1 a σ_2 .

Foto prefabrikovaného stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu je uvedeno na obr. 121, statické schéma panelu je zřejmé z obr. 122. Význam symbolů v obr. 122 je následující:

h	výška manipulovaného stěnového panelu,
l	délka manipulovaného panelu,
v	osová vzdálenost podpor – jeřábových závěsů,
m	vzdálenost podpory – jeřábového závěsu od okraje panelu.

Hodnotu plošné tíhy g prefabrikovaného panelu ze slabě vyztuženého betonu je nutné stanovit tak, aby výsledná hodnota reakcí v podporách byla rovna návrhové hodnotě síly F_z v přepravním úchytu. Výpočet síly F_z je uveden ve vztahu (20).

Hodnota plošné tíhy g včetně dynamického součinitele činí:

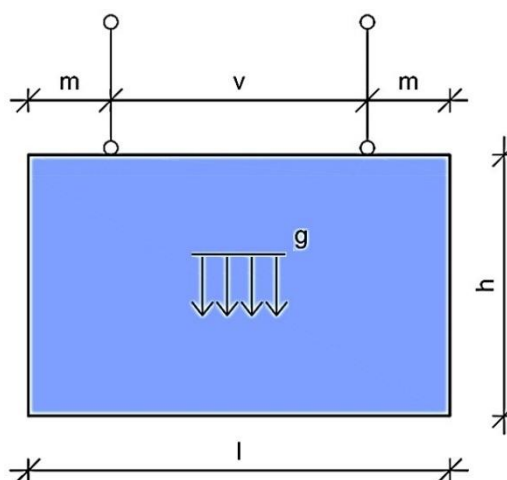
$$g = \gamma_c \cdot t \cdot z \cdot \psi_{dyn}, \quad (57)$$

kde je:

γ_c	objemová tíha železobetonu,
t	tloušťka panelu,
z	součinitel šikmosti zatížení,
ψ_{dyn}	dynamický součinitel zatížení.



Obr. 121 Stěnový panel v průběhu vyjmutí z betonážního stolu



Obr. 122 Statické schéma stěnového panelu

K posouzení pevnosti betonu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu mohou být využity vztahy (53), (54), (55) a (56) uvedené v kapitole 6.1.1. Hlavní napětí σ_1 a σ_2 musí splňovat následující podmínky:

- Pokud je σ_1 tlakové a zároveň σ_2 je tlakové, pak platí vztah:

$$|\sigma_1| \leq f_{cd}, |\sigma_2| \leq f_{cd}, \quad (58)$$

kde je:

f_{cd} návrhová tlaková pevnost betonu dosažená v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu.

- Pokud je σ_1 tlakové a zároveň σ_2 je tahové, pak platí vztah:

$$\frac{|\sigma_1|}{f_{cd}} + \frac{|\sigma_2|}{f_{ctd}} \leq 1,0, \quad (59)$$

kde je:

f_{ctd} návrhová tahová pevnost betonu dosažená v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu.

- Pokud je σ_1 tahové a zároveň σ_2 je tlakové, pak platí vztah:

$$\frac{|\sigma_1|}{f_{ctd}} + \frac{|\sigma_2|}{f_{cd}} \leq 1,0. \quad (60)$$

- Pokud je σ_1 tahové a zároveň σ_2 je tahové, pak platí vztah:

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_{ctd}. \quad (61)$$

Návrhovou hodnotu tlakové pevnosti betonu dosaženou v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu lze dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] stanovit:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (62)$$

kde je:

α_{cc} součinitel vlastností prostého betonu, dle normy [5] lze uvažovat hodnotou $\alpha_{cc} = 0,8$,

f_{ck} charakteristická tlaková pevnost betonu dosažená v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu,

γ_c součinitel spolehlivosti betonu dle normy VDI/BV-BS 6205 [12] $\gamma_c = 2,5$.

Návrhovou hodnotu tahové pevnosti betonu dosaženou v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu lze dle normy [5] stanovit:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (63)$$

kde je:

α_{ct} součinitel vlastností prostého betonu, dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] lze uvažovat hodnotou $\alpha_{ct} = 0,8$,

$f_{ctk,0,05}$ charakteristická tahová pevnost betonu dosažená v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu,

γ_c součinitel spolehlivosti betonu dle normy VDI/BV-BS 6205 [12] $\gamma_c = 2,5$.

Součinitel spolehlivosti betonu je vhodné určit podle normy VDI/BV-BS 6205 [12], která předepisuje vyšší hodnotu než norma ČSN EN 1992-1-1 [5]. Požadavek na spolehlivost odpovídá vyššímu riziku v průběhu manipulace s prefabrikáty (dynamický charakter zatížení, stáří betonu v řádu jednotek dní).

6.1.3 Model podpor panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu

Velkou pozornost je zapotřebí věnovat modelu podpor prefabrikovaného stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu. Podpory nemohou být zadány jako bodové, protože v důsledku singularity v numerickém modelu vznikají v okolí podpor špičky napětí, které znevažují výsledky numerického modelu - hlavní napětí σ_1 a σ_2 .

Pro vytvoření modelu podpor prefabrikovaného stěnového panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu lze využít principy pro navrhování ocelových kotev v betonu. Dle Karmazínové [35] lze mezní tahovou únosnost ocelové kotvy v betonu stanovit jako minimum z mezních únosností odpovídajících těmto způsobům porušení:

- přetržení ocelové kotvy,
- vytažení ocelové kotvy,
- vytržení betonového kužele nebo jehlanu.

Meznímu porušení přetržením ocelové kotvy odpovídá porušení svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 136, obr. 123 a obr. 124) řešené v kap. 6.2.1, meznímu porušení vytažením ocelové kotvy odpovídá návrh kotevních délek l_{b1a} a l_{b1b} svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 136, obr. 123 a obr. 124) řešený v kap. 6.2.1. Text této kapitoly tedy řeší pouze případ porušení vytržením betonového kužele nebo jehlanu.

Vytržené těleso betonu může být aproximováno kuzelem nebo jehlanem. Pro výšku kužele nebo jehlanu h_{ef} danou hloubkou kotevní výztuže a vrcholový úhel α lze stanovit projekční plochu kužele nebo jehlanu. Velikost úhlu α a způsob aproximace kuzelem nebo jehlanem se v jednotlivých předpisech liší.

Podle Karmazínové [35] nebo dle normy ČSN EN 1992-4 [36] lze mezní tahovou sílu při porušení vytržením betonového kužele nebo jehlanu $N_{Rd,k}$ stanovit následujícím způsobem:

$$N_{Rd,k} = A_c \cdot f_{ctd}, \quad (64)$$

kde je:

A_c projekční plocha - plocha podstavy kužele nebo jehlanu,
 f_{ctd} návrhová hodnota tahové pevnosti betonu dosažená v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu.

Pro případ vytržení betonového tělesa v okolí svislé výztuže pod přepravním úchytem (položka 1, obr. 136) lze přijmout následující předpoklady:

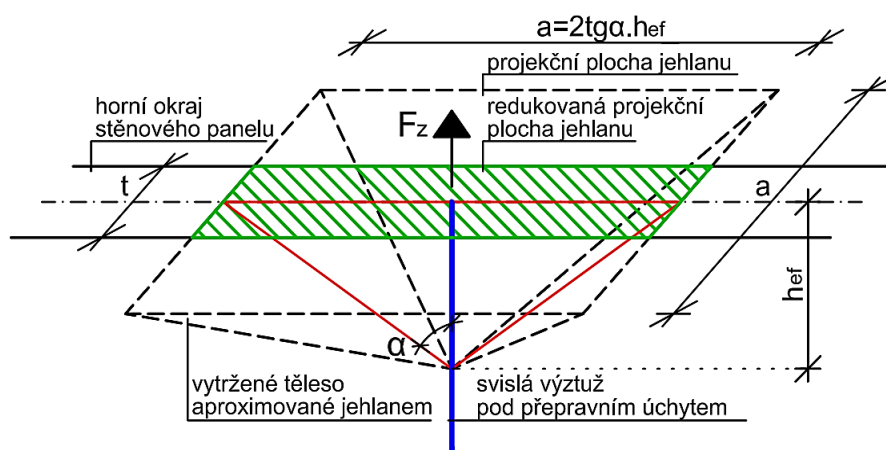
- Přepravní úchyt a svislá výztuž pod přepravním úchytem jsou taženy silou F_z , jejíž hodnotu lze stanovit dle normy VDI/BV-BS 6205 [12]. Výpočet síly F_z je zřejmý ze vztahu (20).
- Vytržené těleso betonu je aproximováno prostřednictvím jehlanu.
- Vrcholový úhel jehlanu je předpokládán konzervativně $\alpha = 45^\circ$.
- Projekční plocha jehlanu A_c je redukována z důvodu konečné tloušťky stěnového panelu t .

Vytržení betonového tělesa v okolí svislé výztuže pod přepravním úchytem je znázorněno na obr. 123 a na obr. 124.

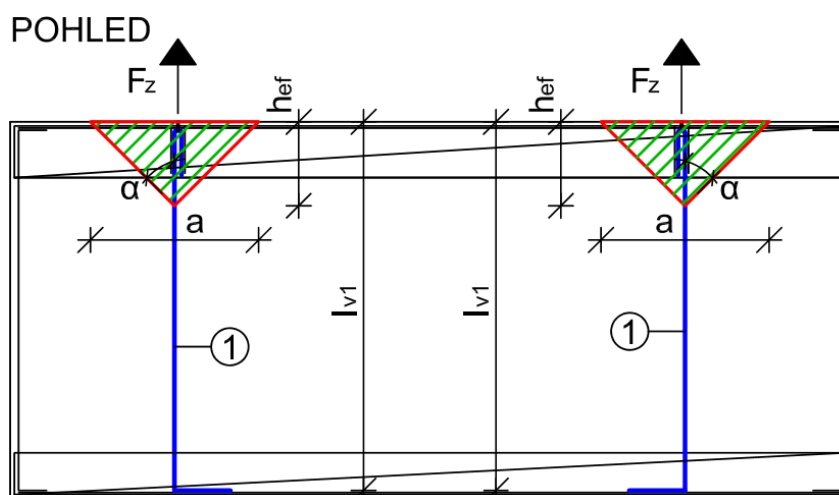
Význam symbolů v obr. 123 a v obr. 124 je následující:

- h_{ef} zvolená výška jehlanu, který aproximuje vytržené betonové těleso,
 α vrcholový úhel jehlanu, který aproximuje vytržené betonové těleso,
 a hrana podstavy – projekční plochy jehlanu a délka redukované projekční plochy jehlanu,
 t tloušťka stěnového panelu.

Bodová, respektive svislá liniová podpora tvořená přepravním úchytem a svislou výztuží pod přepravním úchytem tedy může být nahrazena vodorovnou liniovou podporou délky a odpovídající průmětu délky redukované projekční plochy jehlanu, který aproximuje vytržené těleso betonu, do střednice panelu (obr. 124).



Obr. 123 Vytržení betonového tělesa v okolí svislé výztuže pod přepravním úchytem



Obr. 124 Vytržení betonových těles z panelu

Minimální délku redukované projekční plochy jehlanu, který aproximuje těleso vytržené z betonu a_{min} , lze určit z podmínky bezpečnosti:

$$N_{Rd,red} \geq F_z, \quad (65)$$

kde je:

$N_{Rd,red}$ mezní tahová síla při porušení vytržením tělesa betonu aproximovaného jehlanem.

Mezní tahovou únosnost při porušení vytržením tělesa betonu aproximovaného jehlanem lze určit dle vztahu:

$$N_{Rd,red} = A_{c,red} \cdot f_{ctd} = a \cdot t \cdot f_{ctd}. \quad (66)$$

Po dosazení:

$$a \cdot t \cdot f_{ctd} \geq F_z$$

platí:

$$a_{min} \geq \frac{F_z}{t \cdot f_{ctd}}. \quad (67)$$

Maximální délka redukované projekční plochy jehlanu, který aproximuje těleso vytržené z betonu, je omezena ze dvou důvodů:

- z důvodu omezené svislé délky svislé výztuže pod přepravními úchyty,
- z důvodu omezených délkových rozměrů panelu.

Svislá délka svislé výztuže pod přepravními úchyty l_{v1} omezuje výšku h_{ef} jehlanu:

$$h_{ef} \leq l_{v1}. \quad (68)$$

Vztah mezi polovinou délky redukované projekční plochy jehlanu p_{max1} a výškou jehlanu h_{ef} lze vyjádřit pomocí vrcholového úhlu jehlanu α :

$$tg\alpha = \frac{\frac{a}{2}}{h_{ef}}, tg\alpha = \frac{p_{max1}}{h_{ef}}, h_{ef} = \frac{p_{max1}}{tg\alpha}. \quad (69)$$

Pro každou polovinu redukované projekční plochy jehlanu tedy platí:

$$\begin{aligned} \frac{p_{max1}}{tg\alpha} &\leq l_{v1}, \\ p_{max1} &\leq l_{v1} \cdot tg\alpha, \\ p_{max1} &\leq l_{v1} \cdot tg45, \\ p_{max1} &\leq l_{v1}. \end{aligned} \quad (70)$$

Vodorovná vzdálenost přepravních úchyť od svislého okraje panelu omezuje část délky redukované projekční plochy jehlanu blíže svislému okraji panelu p_{max2e} :

$$p_{max2e} \leq m, \quad (71)$$

kde je:

m vodorovná vzdálenost přepravního úchyty od svislého okraje panelu.

Vodorovná vzdálenost mezi přepravními úchyty omezuje část délky redukované projekční plochy jehlanu blíže ke středu panelu p_{max2i} :

$$p_{max2i} \leq \frac{v}{2}, \quad (72)$$

kde je:

v vodorovná vzdálenost přepravních úchyť.

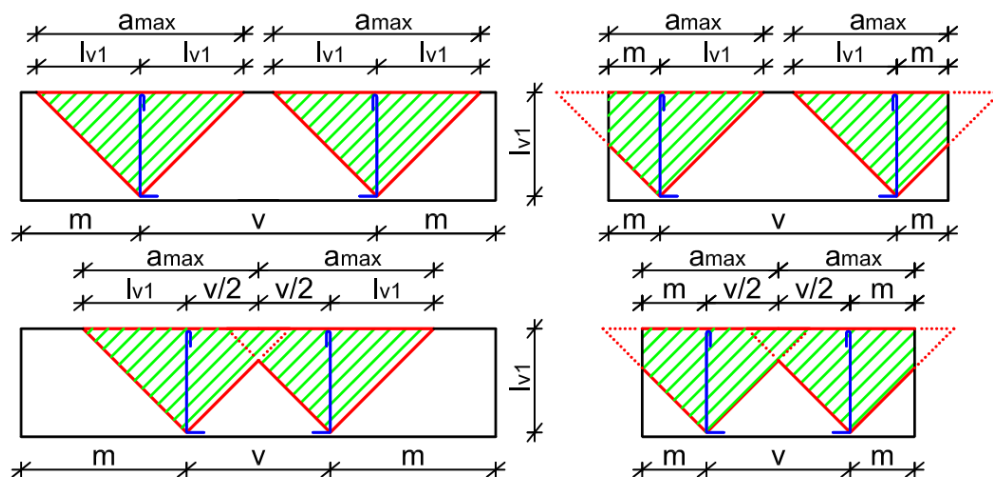
Celkovou maximální délku redukované projekční plochy jehlanu, který aproximuje těleso vytržené z betonu, a_{max} lze určit jako:

$$\begin{aligned} a_{max} &= \min\{p_{max1}; p_{max2e}\} + \min\{p_{max1}; p_{max2i}\}, \\ a_{max} &= \min\{l_{v1}; m\} + \min\left\{l_{v1}; \frac{v}{2}\right\}. \end{aligned} \quad (73)$$

Délka vodorovné náhradní liniové podpory h_n musí ležet v intervalu:

$$h_n \in (a_{min}; a_{max}) = \left(\frac{F_z}{t \cdot f_{ctd}}; \min\{l_{v1}; m\} + \min\left\{l_{v1}; \frac{v}{2}\right\} \right).$$

Stanovení maximální délky redukované projekční plochy jehlanu aproximujícího vytržené těleso betonu je zřejmé z obr. 125.



Obr. 125 Stanovení maximální délky redukované projekční plochy jehlanu

Je zapotřebí poznamenat, že výška kužele nebo jehlanu aproximujícího vytržené těleso betonu se běžně pohybuje v rozmezí 80 mm ÷ 200 mm a kužel nebo jehlan mají tedy vzhledem k běžným rozměrům stavebních konstrukcí lokální charakter.

Výška kužele nebo jehlanu aproximujícího vytržené těleso betonu je při návrhu prefabrikovaného stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu srovnatelná s výškou panelu a nelze mluvit o lokálním charakteru kužele nebo jehlanu. Tahové napětí vyplývající z kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty interaguje s případnými tahovými napětími vznikajícími například v důsledku negativních ohybových momentů při nosníkovém působení panelu (obr. 126).

Při vytváření modelu podpor prefabrikovaného stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu je vhodné stanovit délku náhradní vodorovné liniové podpory h_n tak, že pod náhradní liniovou podporou je v numerickém modelu právě dosaženo mezní podmínky pro hlavní návrhová napětí. Tímto postupem je zajištěno, že špičky napětí neznevažují výsledek numerického modelu - hlavní napětí σ_1 a σ_2 .

Posouzení napjatosti v okolí přepravního úchyty je pak provedeno nepřímou prostřednictvím posouzení délky h_n náhradní vodorovné liniové podpory dle vztahů:

$$h_n \geq a_{min} = \frac{F_z}{t \cdot f_{ctd}}, \quad (74)$$

$$h_n \leq a_{max} = \min\{l_{v1}; m\} + \min\left\{l_{v1}; \frac{v}{2}\right\}, \quad (75)$$

kde je:

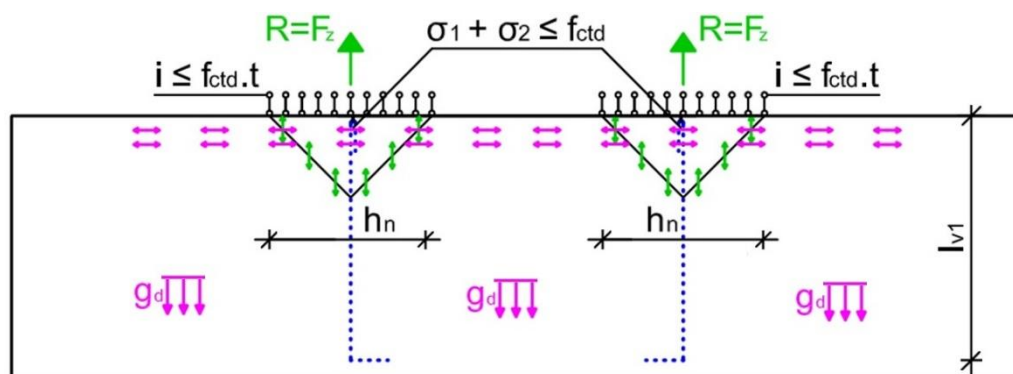
h_n délka náhradní vodorovné liniové podpory, pro kterou je splněna podmínka:

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_{ctd}, \quad (76)$$

kde jsou:

σ_1, σ_2 hodnoty hlavních napětí.

Délku náhradní vodorovné podpory h_n je nutno v rámci uvedených podmínek volit co nejkratší, aby nebylo znemožněno vyšetření namáhání panelu z důvodu nosníkového působení v jiných částech panelu než v blízkosti podpory.



Obr. 126 Namáhání v důsledku kotvení výztuže a nosníkového působení

Příklad posouzení pevnosti betonu stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu je proveden v kap. 7.

6.1.4 Namáhání betonu v průběhu převozu na staveniště

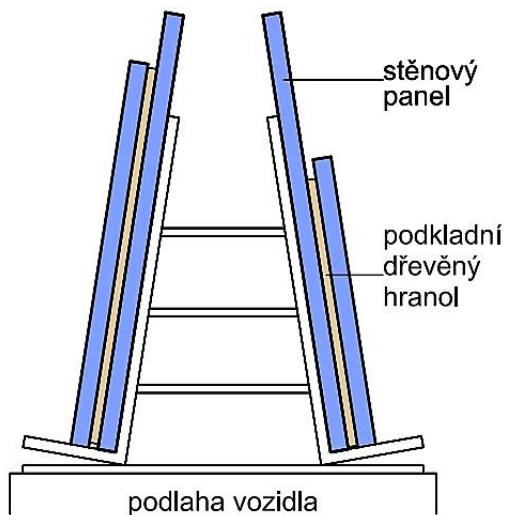
Namáhání prefabrikovaných stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu závisí na tom, v jaké poloze jsou panely přepravovány. V případě přepravní polohy *na svislo* svírá střednicová rovina panelu se svislicí malý úhel (obr. 127). V případě přepravní polohy *na ležato* je střednicová rovina panelu vodorovná (obr. 128). Foto nákladního vozidla se stěnovými panely umístěnými v přepravních stojanech je uvedeno na obr. 129.

Pro stěnové panely ze slabě vyztuženého betonu je poloha *na ležato* nevhodná. Je sice možné upravit vzdálenost podkladních hranolů tak, aby ohybové namáhání panelu vlastní tíhou panelu a účinkem setrvačných sil bylo minimální, vždy je ovšem nutné panel otočit do vodorovné polohy. Pro stěnový panel standardně manipulovaný pouze za 2 přepravní úchyty představuje otočení do vodorovné polohy velice nevhodný typ manipulace a další text tedy tento způsob přepravy panelu neřeší.

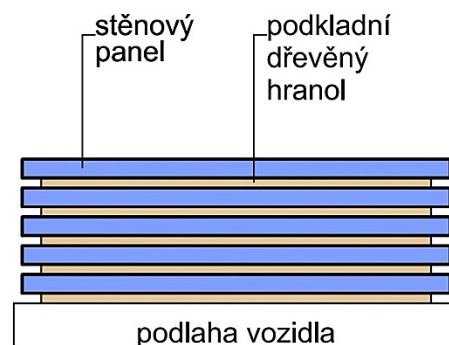
Pro stěnové panely ze slabě vyztuženého betonu je vhodná poloha *na svislo*. Střednicová rovina panelu svírá se svislicí dle geometrie přepravního stojanu malý úhel – běžně v rozmezí 5° až 10°. Pozice panelu bývá zajištěna prostřednictvím přepravního popruhu zakotveného ke konstrukci vozidla. V místě změny dráhy přepravního popruhu v hlavě manipulovaného panelu působí na panel přitlačná síla, která aktivuje tření mezi panely a přepravními stojany a mezi přepravními stojany a podlahou nákladního vozidla.

Přítlačnou sílu v hlavě přepravovaného panelu lze rozložit na složku rovnoběžnou se střednicovou rovinou panelu a na složku kolmou ke střednicové rovině. Složka přítlačné síly kolmá ke střednicové rovině panelu způsobuje ohybové namáhání panelu.

Pro úplnost je zapotřebí dodat, že složka přítláčné síly rovnoběžná se střednicovou rovinou panelu působí v hlavě na hraně panelu s excentricitou rovnou polovině tloušťky panelu a způsobuje tedy také místní momentový účinek. V místě kontaktu přepravního popruhu a panelu bývají umístěny plastové přepravní popruhy za účelem snížení místního namáhání.



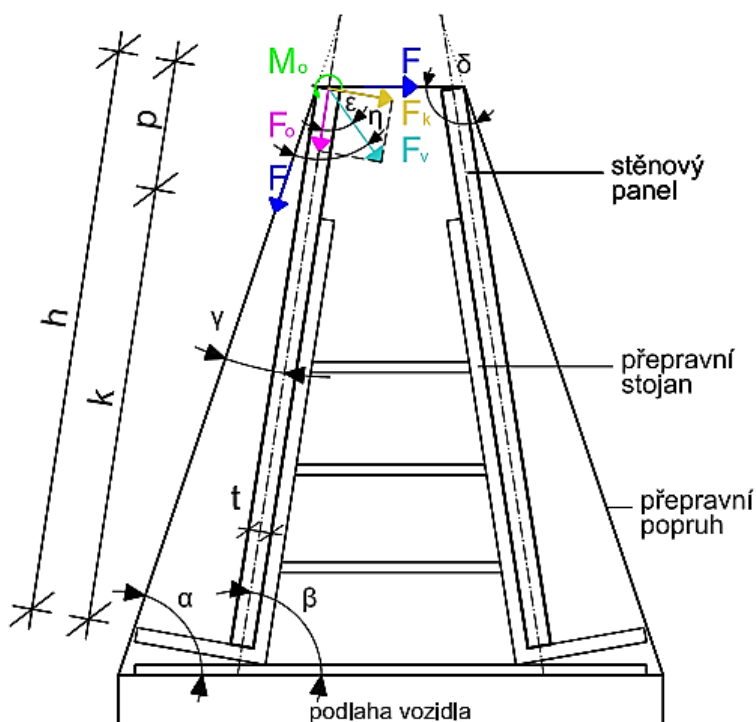
Obr. 127 Přepravní poloha panelu
na svislo



Obr. 128 Přepravní poloha panelu
na ležato



Obr. 129 Nákladní vozidlo se stěnovými panely v přepravních stojanech



Obr. 130 Zatížení stěnového panelu v průběhu přepravy v poloze na svislo

Úhel γ , který svírá dráha přepravního popruhu se střednicovou rovinou panelu, lze vypočítat jako:

$$\gamma = \beta - \alpha, \quad (77)$$

kde je:

α úhel, který svírá směr dráhy přepravního popruhu s vodorovnou rovinou,

β úhel, který svírá střednicová rovina panelu s vodorovnou rovinou.

Úhel δ - úhel zlomu směru dráhy přepravního popruhu lze stanovit jako:

$$\delta = 180 - \alpha. \quad (78)$$

Úhel η , který svírá výslednice sil F_v (přítlačná síla) se směrem dráhy přepravního popruhu, lze stanovit pomocí vztahu:

$$\eta = \frac{\delta}{2}. \quad (79)$$

Úhel ε , který svírá výslednice sil F_v (přítlačná síla) se střednicovou rovinou panelu, lze vypočítat:

$$\varepsilon = \eta - \gamma = \frac{\delta}{2} - (\beta - \alpha) = \frac{180 - \alpha}{2} + \alpha - \beta = 90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta. \quad (80)$$

Výpočet úhlu ε je znázorněn na obr. 131 a na obr. 132.

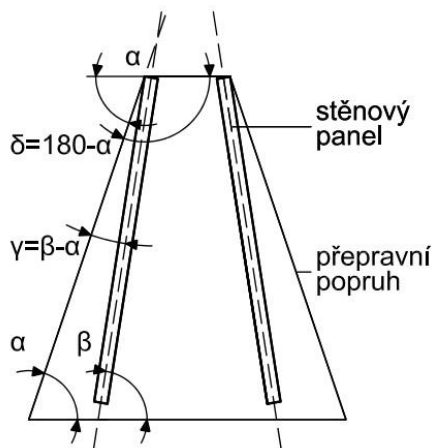
Velikost výslednice sil F_v (přítlačné síly) činí:

$$\begin{aligned} F_v &= \sqrt{F^2 + F^2 - 2 \cdot F \cdot F \cdot \cos(180 - \delta)} \cdot \psi_{dyn} \\ &= F \sqrt{2(1 - \cos \alpha)} \cdot \psi_{dyn}, \end{aligned} \quad (81)$$

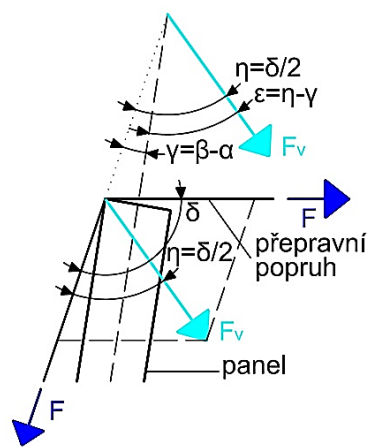
kde je:

F síla v přepravním popruhu,

ψ_{dyn} dynamický součinitel manipulace (přepravy).



Obr. 131 Geometrie přepravního popruhu

Obr. 132 Stanovení úhlu ϵ

Složka přítláčné síly kolmá ke střednicové rovině F_k má velikost:

$$F_k = F_v \cdot \cos \epsilon = F \sqrt{2 \cdot (1 - \cos \alpha)} \cdot \cos(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta) \cdot \psi_{dyn}. \quad (82)$$

Velikost složky přítláčné síly rovnoběžné se střednicovou rovinou F_o činí:

$$F_o = F_v \cdot \sin \epsilon = F \sqrt{2 \cdot (1 - \cos \alpha)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta) \cdot \psi_{dyn}. \quad (83)$$

Velikost místního momentového účinku M_o je:

$$M_o = F_o \cdot \frac{t}{2} = \frac{F \cdot t \cdot \sqrt{2(1 - \cos \alpha)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta)}{2} \cdot \psi_{dyn}, \quad (84)$$

kde je:

t tloušťka přepravovaného panelu.

Za účelem eliminace špiček napětí v numerickém modelu je vhodné složky přítláčné síly F_k , F_o a M_o zadat prostřednictvím intenzity síly jako:

$$i_{Fk} = \frac{F_k}{b}, i_{Fo} = \frac{F_o}{b}, i_{Mo} = \frac{M_o}{b}, \quad (85)$$

kde je:

b šířka přepravního popruhu.

Na přepravovaný panel také působí vlastní tíha panelu g , jejíž hodnotu (včetně dynamického součinitele) lze vypočítat:

$$g = \gamma_C \cdot t \cdot \psi_{dyn}, \quad (86)$$

kde je:

γ_C objemová tíha železobetonu.

Velikost složky tíhy panelu rovnoběžné se střednicovou rovinou panelu g_o činí:

$$g_o = \gamma_C \cdot t \cdot \sin \beta \cdot \psi_{dyn}. \quad (87)$$

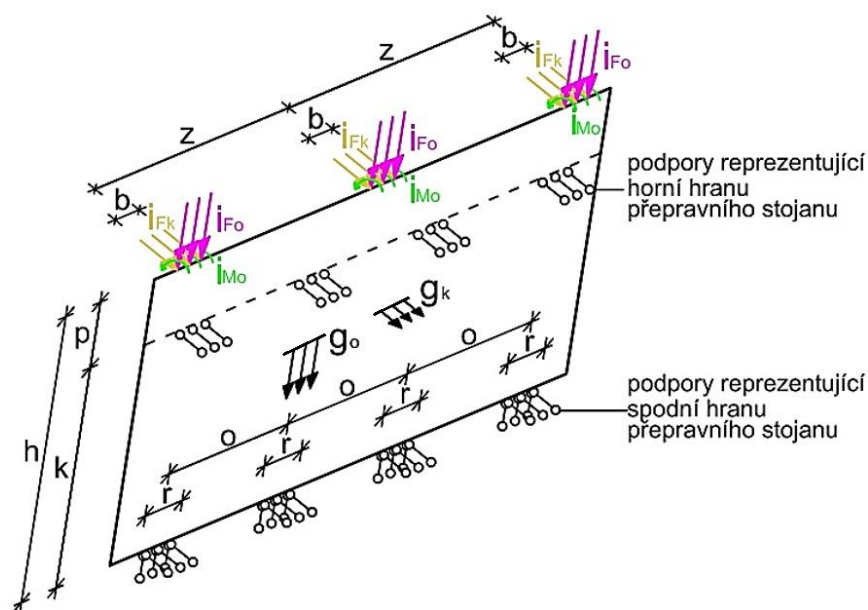
Velikost složky tíhy panelu kolmé ke střednicové rovině panelu g_k lze vypočítat:

$$g_k = \gamma_C \cdot t \cdot \cos \beta \cdot \psi_{dyn}. \quad (88)$$

Statické schéma panelu přepravovaného v přepravním stojanu v poloze *na svislo* je zřejmé z obr. 133.

Význam symbolů v obr. 133 je následující:

h	výška přepravovaného stěnového panelu,
k	výška přepravního stojanu,
p	část panelu přesahující přes přepravní stojan,
o	osová vzdálenost podpor – např. dřevěných hranolů,
z	osová vzdálenost přepravních popruhů,
b	šířka přepravního popruhu,
r	šířka podpor – např. šířka dřevěných hranolů.



Obr. 133 Statické schéma panelu v přepravním stojanu (axonometrie)

Na základě známého statického schématu a známého zatížení stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu během přepravy je možné provést lineární analýzu například v softwaru SCIA Engineer. Přepravovaný panel je vhodné zadat jako deskostěnu, aby bylo možné vyšetřovat napětí vznikající nejen v důsledku ohybových momentů, ale i napětí vznikající v důsledku normálových sil. Vhodným výstupem z lineárního numerického modelu jsou hlavní napětí na obou površích vyšetřovaného panelu.

Pro posouzení pevnosti betonu v průběhu přepravy na stavenišťě mohou být využity vztahy (58) až (63) uvedené v kap. 6.1.2 s následujícími úpravami:

- Posouzení betonu je vzhledem k deskostěnovému působení panelu zapotřebí provést na obou površích panelu.
- Je uvažováno s pevností betonu dosaženou v čase přepravy panelu.
- Pro výpočet návrhových hodnot hlavních napětí v betonu je vhodné použít dílčí součinitel zatížení, který lze dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] uvažovat hodnotou $\gamma_F = 1,5$.
- Pro výpočet návrhové pevnosti betonu v tahu a v tlaku je dle normy [5] možné použít součinitel spolehlivosti $\gamma_c = 1,5$.

Příklad posouzení pevnosti betonu stěnového panelu v průběhu převozu na stavenišťě je proveden v kap. 7.

6.1.5 Vliv smršťování

Napětí od smršťování betonu panelu může vznikat z následujících důvodů:

- Pokud je povrch betonážního stolu nebo betonážní baterie nedostatečně ošetřen odformovacím olejem, povrch betonu panelu „přiroste“ k povrchu betonážního stolu nebo betonážní baterie a panel je tedy zatížen nepřímým zatížením z důvodu omezeného přetvoření.
- V panelu je umístěna výztuž, která brání zkrácení panelu.

Napětí vznikající v panelu z důvodu nedostatečného ošetření povrchu betonážního stolu nebo betonážní baterie může dosahovat značných hodnot. Pro výrobu prefabrikovaných panelů je z důvodu požadavku brzkého dosažení pevnosti umožňující manipulaci používán beton s jemně mletým cementem. Jako příklad může posloužit měření smršťování zkušebních vzorků uvedené v kap. 5.2.1. Například pro zkušební vzorek šířky 1000 mm, délky 1000 mm a tloušťky $h = 150$ mm bylo dosaženo zkrácení vzorku od smršťování v hodnotě 0,4 mm už po 18 hodinách po ukončení betonáže.

Mechanické parametry betonu zkušebních vzorků po 18 hodinách po ukončení betonáže byly následující (tab. 4):

- Krychelná pevnost betonu byla $f_{ck,cube} = 38$ MPa.
- Pevnost betonu v příčném tahu činila $f_{ct,sp} = 2,80$ MPa.
- Pevnost betonu v tahu za ohybu dosahovala hodnoty $f_{ct,fi} = 3,39$ MPa.
- Hodnota modulu pružnosti betonu činila $E_{cm} = 30$ GPa.

Pevnost betonu v prostém tahu lze určit přepočtovými vztahy uvedenými v normě ČSN EN 1992-1-1 [5] jako:

$$f_{ct} = \min \left\{ 0,9 \cdot f_{ct,sp}; \frac{f_{ct,fi}}{1,6 - \frac{h}{1000}} \right\} = \min \left\{ 0,9 \cdot 2,8; \frac{3,39}{1,6 - \frac{100}{1000}} \right\} = 2,26 \text{ MPa.}$$

Poměrné přetvoření od smršťování lze určit ze zkrácení zkušebního vzorku ($\varepsilon_{cs} = 0,4$ ‰, tab. 3).

Pokud povrch betonu panelu zcela „přiroste“ k povrchu betonážního stolu nebo betonážní baterie, je poměrné přetvoření od smršťování nepřímým zatížením a v betonu vznikne tahové napětí. Za předpokladu, že je kompletně zabráněno zkrácení panelu a ke vzniku trhlin dojde 18 hodin po ukončení betonáže, lze teoretickou hodnotu tahového napětí určit z Hookova zákona:

$$\sigma_{cs} = E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} = 30 \cdot 10^9 \cdot 0,4 \cdot 10^{-3} = 12 \text{ MPa.}$$

Z nerovnosti $\sigma_{cs} = 12 \text{ MPa} \gg f_{ct} = 2,26 \text{ MPa}$ je zřejmé, že v betonu panelu vzniknou smršťovací trhliny. Příklad prefabrikovaného panelu ze slabě vyztuženého betonu o šířce 6,0 m, výšce 2,7 m a tloušťce 0,15 m porušeného smršťovacími trhlinami je zřejmý z obr. 134. Vyznačené trhliny v panelu dosahovaly šířky 0,4 ÷ 0,6 mm.

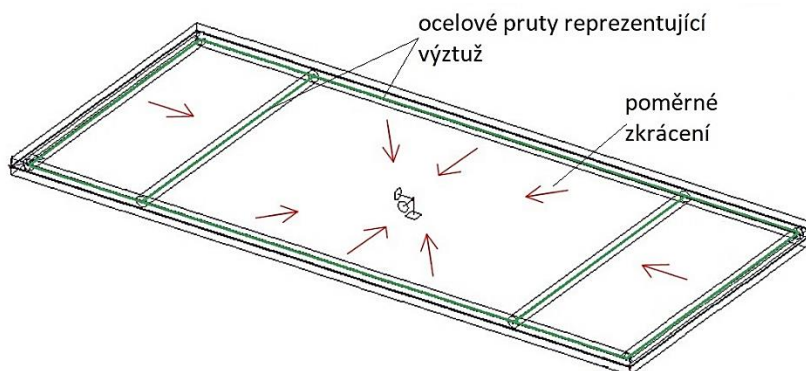
Je tedy zapotřebí konstatovat, že pro prefabrikované stěnové panely ze slabě vyztuženého betonu je velmi důležité správné ošetření povrchu betonážního stolu nebo betonážní baterie. Nepřímé zatížení omezeným přetvořením je pro prefabrikované stěny ze slabě vyztuženého betonu obecně nevhodné a stěny ze slabě vyztuženého betonu by tedy neměly být součástí sprážených konstrukcí (např. sandwichových stěn).



Obr. 134 Prefabrikovaný stěnový panel porušený smršťovacími trhlinami

Také zabudovaná výztuž brání panelu ze slabě vyztuženého betonu ve zkrácení a panel je z tohoto důvodu zatížen. Pro výpočet napětí v betonu od smršťování může být použit lineární numerický model vytvořený například v softwaru SCIA Engineer [37], kde jsou výztužné vložky reprezentovány ocelovými pruty o odpovídající osově tuhosti. Ocelové pruty musí být po celé délce propojeny s betonem. Smršťování betonu lze zadat jako poměrné zkrácení plochy panelu. Panel je vhodné modelovat jako stěnu. Vhodným výstupem z lineárního numerického modelu jsou hlavní napětí v betonu panelu.

Příklad statického schématu panelu o rozměrech 6,0 x 2,7 x 0,15 m vyztuženého obvodovou výztuží a výztuží pod přepravními úchyty zatíženého zkrácením plochy panelu je zřejmý z obr. 135.



Obr. 135 Statické schéma stěnového panelu zatíženého zkrácením plochy

Pro posouzení pevnosti betonu s ohledem na smršťování mohou být využity vztahy (58) až (63) uvedené v kap. 6.1.2 s následujícími úpravami:

- Pro výpočet návrhových hodnot hlavních napětí v betonu je vhodné použít dílčí součinitel zatížení, který lze dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] uvažovat hodnotou $\gamma_{SH} = 1,0$. Vzhledem k další možné napjatosti betonu vznikající například v důsledku tření panelu o betonážní podložku, nerovnoměrného smršťování po tloušťce prvku, vývinu hydratačního tepla nebo teploty kvůli oslunění panelu je vhodné dílčí součinitel spolehlivosti uvažovat spíše hodnotou $\gamma_{SH} > 1,0$.
- Pro výpočet návrhové pevnosti betonu v tahu a v tlaku je dle normy [5] možné použít součinitel spolehlivosti $\gamma_c = 1,5$.

Příklad posouzení pevnosti betonu stěnového panelu s ohledem na smršťování je proveden v kap. 7.

6.1.6 Závěr

Bylo popsáno namáhání betonu stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu, při přepravě a z důvodu smršťování. Vztahy určené pro posouzení betonu byly definovány s ohledem na dvouosé namáhání betonu. Dále byla diskutována problematika špiček napětí v blízkosti podpor v rámci numerického modelu.

6.2 NAMÁHÁNÍ VÝZTUŽE STĚNOVÝCH PANELŮ

Pro bezpečný návrh prefabrikovaného stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu je zapotřebí zajistit přenos svislé manipulační síly působící v místě přepravního úchytu během vyjmutí panelu z betonážního stolu nebo z betonážní baterie. Za tímto účelem je do panelu vložen přepravní úchyt, kterým je provlečena svislá výztuž procházející přes celou výšku panelu. Příčné síly vznikající v místě přepravního úchytu jsou zachyceny vodorovnou výztuží procházející při horním okraji panelu rovnoběžně se střednicovou rovinou panelu a vodorovnou výztuží procházející kolmo ke střednicové rovině panelu.

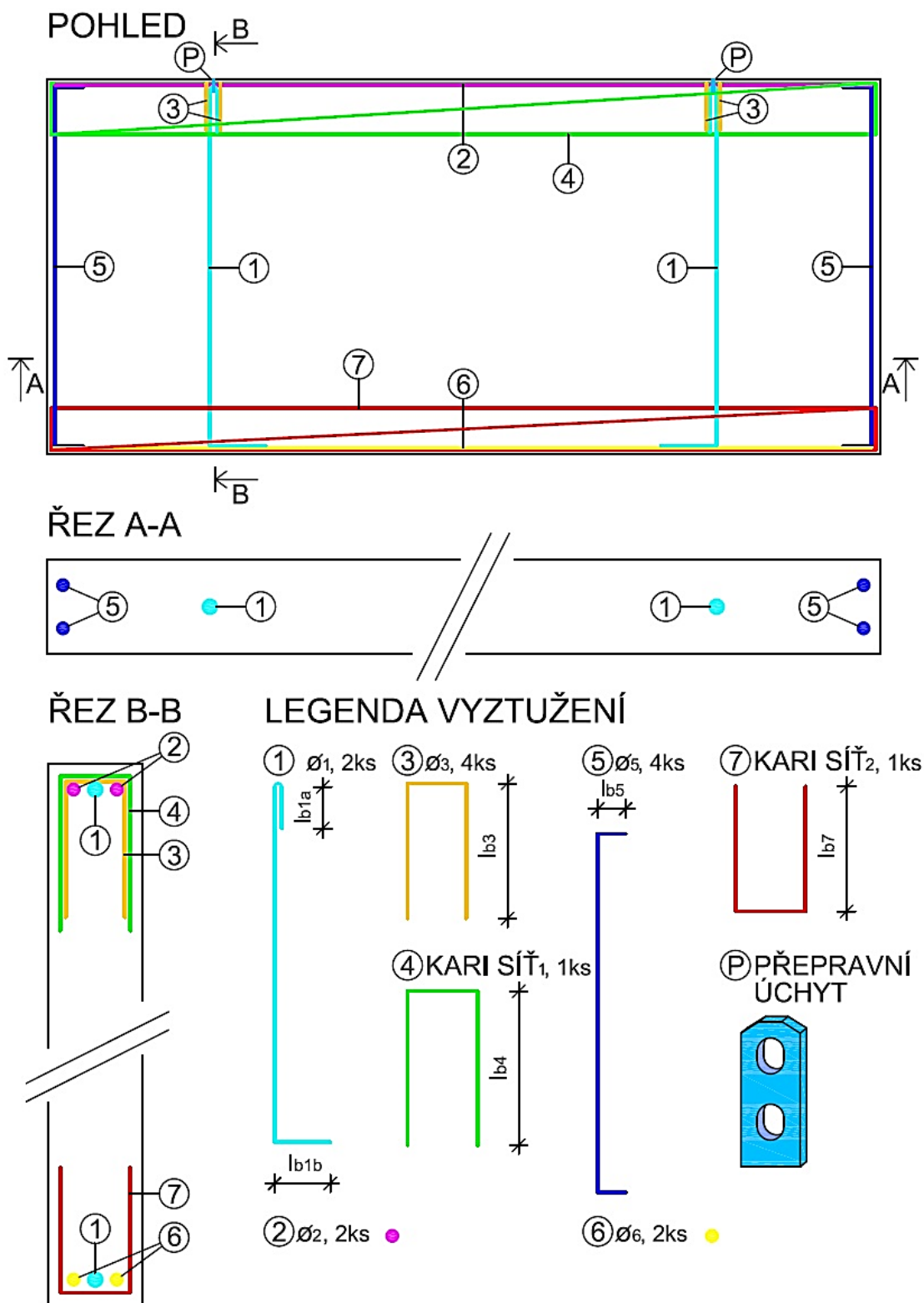
Oblast kotvení svislé výztuže v místě provlečení přepravním úchytem musí být vyztužena vodorovnou výztuží odpovídající alespoň minimální míře vyztužení.

Panel musí být také opatřen bezpečnostní svislou a vodorovnou výztuží lemující svislé a vodorovné okraje panelu zajišťující celistvost panelu v případě vzniku nežádoucích smršťovacích a ohybových trhlin. Svislou a vodorovnou lemovací výztuž je výhodné stykovat prostřednictvím vodorovných přesahů výztuže. Oblasti vodorovného stykování lemovací výztuže přesahem je nutné doplnit odpovídající příčnou svislou výztuží při horním i při dolním okraji panelu.

Ve finálním stavu působení je zatížení do hlavy stěnového panelu často vnášeno svislou silou s excentricitou, která vyvolává vodorovnou tahovou sílu při horním okraji panelu působící kolmo ke střednicové rovině panelu. Na tuto sílu je zapotřebí navrhnout odpovídající vodorovnou výztuž umístěnou po celé délce při horním okraji panelu.

V prefabrikovaných stěnových panelech ze slabě vyztuženého betonu je tedy třeba provést posouzení:

- svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 136),
- vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly v místě přepravních úchytů (položky 2, 3, obr. 136),
- vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly při horním okraji panelu vznikající při excentrickém působení svislého zatížení po zabudování v konstrukci (položka 4, obr. 136),
- svislé výztuže lemující okraje panelu (položka 5, obr. 136),
- vodorovné výztuže lemující okraje panelu (položky 2, 6, obr. 136),
- vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty (položky 4, 7, obr. 136),
- svislé výztuže v oblasti vodorovných přesahů svislé a vodorovné výztuže lemující okraje panelu (položky 4, 7, obr. 136).



Obr. 136 Příklad vyztužení stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu

6.2.1 Namáhání svislé výztuže pod přepravními úchyty

Síla v přepravním úchytu a tedy i síla ve svislé výztuži navazující na přepravní úchyt je v normě VDI/BV-BS 6205 [12] definována charakteristickou hodnotou i v mezním stavu únosnosti, přičemž požadované bezpečnosti je dosaženo použitím součinitelů spolehlivosti materiálu shodně pro beton i výztuž hodnotou $\gamma_M = 2,5$.

Z hlediska mezního stavu únosnosti je zapotřebí určit plochu svislé výztuže pod přepravními úchyty A_{s1} , kotevní délku l_{b1a} a kotevní délku l_{b1b} . Z hlediska mezních stavů použitelnosti je nutné posoudit charakteristickou šířku vodorovných trhlin w_{k1} vznikajících v důsledku napětí ve svislé výztuži pod přepravními úchyty.

Plocha svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 136) musí splňovat podmínku:

$$A_{s1} \geq \frac{F_z}{f_{yk}/\gamma_s}, \quad (89)$$

kde je:

F_z síla v přepravním úchytu vypočítaná dle (20),
 f_{yk} charakteristická mez kluzu svislé výztuže pod přepravními úchyty,
 γ_s součinitel spolehlivosti výztuže dle normy VDI/BV-BS 6205 [12] $\gamma_s = 2,5$.

Součinitel spolehlivosti výztuže je vhodné určit podle normy VDI/BV-BS 6205 [12], která předepisuje vyšší hodnotu než norma ČSN EN 1992-1-1 [5]. Požadavek na spolehlivost odpovídá vyššímu riziku v průběhu manipulace s prefabrikáty (opakované dynamické zatížení).

Kotevní délka svislé výztuže l_{b1a} musí splňovat podmínku:

$$l_{b1a} \geq \max \left\{ \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{s1a}}{f_{bd1}}; 10 \cdot \phi_1; 100 \text{ mm} \right\}, \quad (90)$$

kde je:

ϕ_1 průměr navržené svislé výztuže pod přepravním úchytem,
 σ_{s1a} napětí ve svislé výztuži pod přepravním úchytem,
 f_{bd1} návrhové napětí v soudržnosti mezi betonem panelu a svislou výztuží pod přepravním úchytem.

Napětí ve svislé výztuži pod přepravním úchytem lze stanovit jako:

$$\sigma_{s1a} = \frac{F_z/2}{A_{s1}}. \quad (91)$$

Návrhové napětí v soudržnosti mezi betonem panelu a svislou výztuží pod přepravním úchytem lze dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] stanovit:

$$f_{bd1} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}, \quad (92)$$

kde je:

η_1 součinitel podmínek soudržnosti dle normy [5],
 η_2 součinitel závislý na průměru výztuže stanovený dle normy [5],
 $f_{ctk;0,05}$ charakteristická tahová pevnost betonu dosažená v době vyjmutí panelu z betonážního stolu,
 γ_c součinitel spolehlivosti betonu dle normy [12] $\gamma_c = 2,5$.

Kotevní délka svislé výztuže l_{b1b} musí splňovat podmínku:

$$l_{b1b} \geq \max \left\{ \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{s1b}}{f_{bd1}}; 10 \cdot \phi_1; 100 \text{ mm} \right\}, \quad (93)$$

kde je:

σ_{s1b} napětí ve svislé výztuži při dolním okraji panelu,

$$\sigma_{s1b} \approx 0 \text{ MPa}. \quad (94)$$

Charakteristická šířka trhliny pod přepravním úchytem w_{k1} musí splňovat podmínku:

$$w_{k1} \leq w_{k,lim}. \quad (95)$$

Charakteristickou šířku vodorovné trhliny pod přepravním úchytem w_{k1} lze dle normy [5] stanovit pomocí vztahu:

$$w_{k1} = s_{r,max1} \cdot (\varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1}), \quad (96)$$

kde je:

$s_{r,max1}$ maximální svislá vzdálenost vodorovných trhlín,

ε_{sm1} průměrná hodnota poměrného přetvoření svislé výztuže,

ε_{cm1} průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami.

Vztahy uvedené v normě [5] jsou ovšem pro určení charakteristické šířky vodorovných trhlín pod přepravním úchytem w_{k1} nevhodné. Napětí ve svislé výztuži totiž rychle klesá se vzrůstající vzdáleností od přepravního úchyty, zatímco norma [5] předpokládá konstantní hodnotu napětí ve výztuži.

Pro přibližné určení orientační hodnoty charakteristické šířky vodorovné trhliny w_{k1} byly proto přijaty tyto předpoklady:

- Napětí ve svislé výztuži σ_{s1a} lineárně klesá přibližně k nule na teoretické kotevní délce l_{b1t} , kterou lze dle normy [5] stanovit pomocí vztahu:

$$l_{b1t} = \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{s1a}}{f_{b1}}, \quad (97)$$

kde je:

f_{b1} charakteristická hodnota napětí v soudržnosti mezi betonem a svislou výztuží pod přepravním úchytem,

$$f_{b1} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}. \quad (98)$$

- Vodorovná trhlina pod přepravním úchytem může vzniknout v maximální vzdálenosti rovnající se teoretické kotevní délce výztuže l_{b1t} (obr. 137). Maximální vzdálenost trhlín lze pak konzervativně stanovit pomocí vztahu:

$$s_{r,max1} = l_{b1t} = \frac{F_z}{14,13 \cdot \phi_1 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}. \quad (99)$$

- Pro výpočet rozdílu průměrných poměrných přetvoření výztuže a betonu mezi vodorovnými trhlínami je konzervativně zanedbán příznivý příspěvek účinné plochy taženého betonu obklopujícího výztuž.
- Hodnota napětí ve svislé výztuži je po celé teoretické kotevní délce l_{b1t} uvažována průměrnou hodnotou $\frac{\sigma_{s1a}}{2}$ (obr. 137).

Platí:

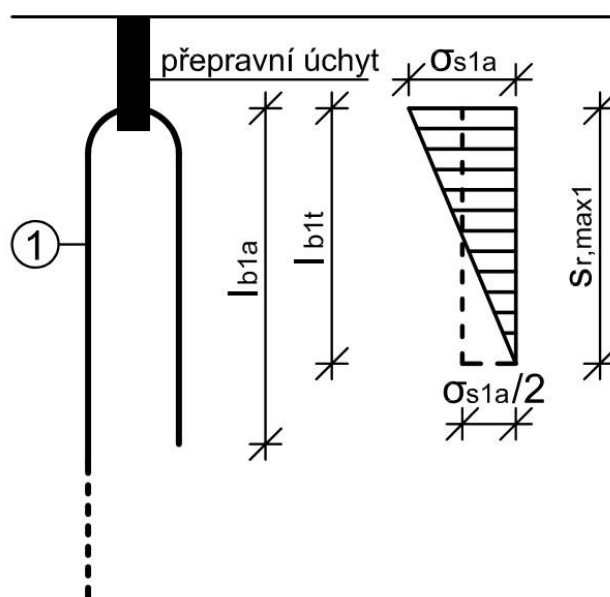
$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1} &= \frac{\frac{\sigma_{s1a}}{2} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{\frac{\sigma_{s1a}}{2} - 0}{E_s} = \\ &= \frac{\frac{F_z}{4}}{A_{s1} \cdot E_s} = \frac{F_z}{4 \cdot A_{s1} \cdot E_s} = \frac{F_z}{\pi \cdot \phi_1^2 \cdot E_s}.\end{aligned}\quad (100)$$

Charakteristickou šířku trhliny pod přepravním úchytem w_{k1} lze pak orientačně stanovit jako:

$$w_{k1} = s_{r,max1} \cdot (\varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1}) = 0,023 \cdot \frac{F_z^2}{\phi_1^3 \cdot E_s \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}, \quad (101)$$

kde je:

E_s modul pružnosti výztuže.

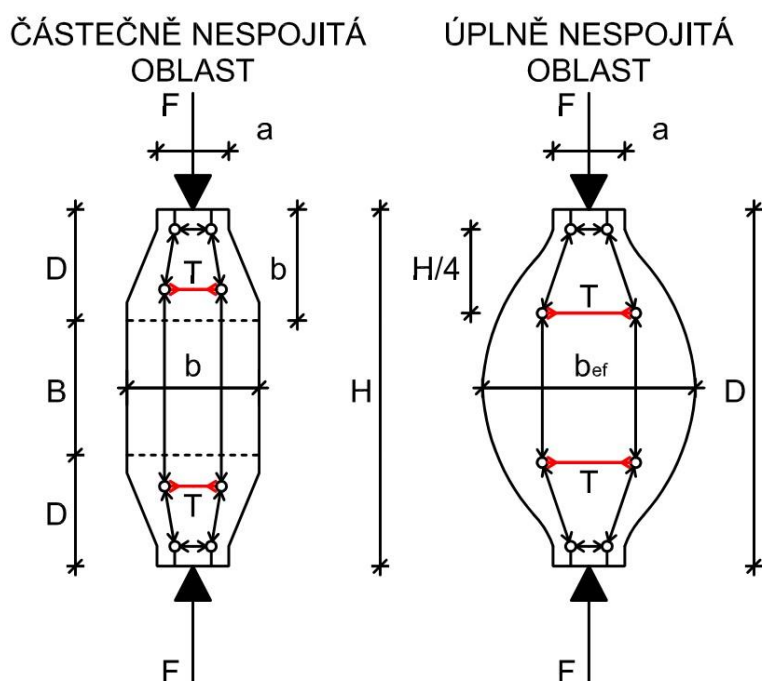


Obr. 137 Odhad vzdálenosti trhlin $s_{r,max1}$ pod přepravním úchytem

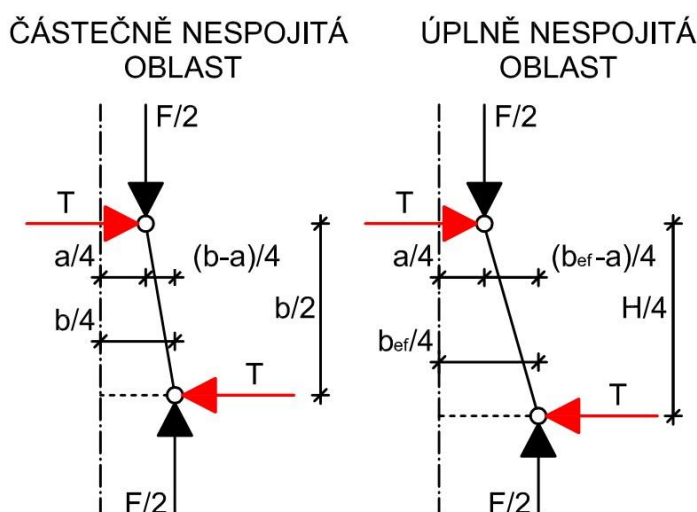
Příklad posouzení svislé výztuže pod přepravními úchyty je proveden v kap. 7.

6.2.2 Namáhání vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly v místě přepravních úchytů

Lokální tlakové nebo tahové zatížení je vždy doprovázeno příčnými silami kolnými na směr působení lokálního zatížení, které vzniká jako důsledek změny trajektorie hlavních tlakových nebo tahových napětí. Norma ČSN EN 1992-1-1 [5] definuje příčné tahové síly v betonových vzpěrách pro oblasti s částečnou nespojitostí a pro oblasti s úplnou nespojitostí (obr. 138).



Obr. 138 Příčné tahové síly v betonových vzpěrách (překresleno z [5])



Obr. 139 Trajektorie tlakové síly v betonových vzpěrách

Velikost příčných tahových sil v betonových vzpěrách lze odvodit pomocí silových podmínek rovnováhy na základě geometrie příslušné vzpěry (obr. 139).

Pro částečně nespojitou oblast lze příčnou tahovou sílu T dle normy [5] vypočítat pomocí vztahu:

$$T = \frac{F}{2} \cdot \frac{(b-a)/4}{b/2} = \frac{F}{4} \cdot \frac{b-a}{b}, \quad (102)$$

kde je:

F síla působící ve vzpěře,
 b šířka vzpěry,
 a plocha, na které je do vzpěry vnášena síla.

Pro úplně nespojitou oblast lze příčnou tahovou sílu T vypočítat pomocí vztahu:

$$T = \frac{F}{2} \cdot \frac{(b_{ef} - a)/4}{H/4}, \quad (103)$$

kde je:

F síla působící ve vzpěře,
 b_{ef} efektivní šířka vzpěry,
 a plocha, na které je do vzpěry vnášena síla,
 H výška vzpěry.

Efektivní šířku vzpěry lze stanovit jako:

$$b_{ef} = 0,5 \cdot H + 0,65 \cdot a. \quad (104)$$

Příčnou tahovou sílu pro úplně nespojitou oblast vypočítat jako:

$$T = \frac{F}{2} \cdot \frac{(b_{ef} - a)/4}{H/4} = \frac{F}{2} \cdot \frac{0,5 \cdot H - 0,35 \cdot a}{H} = \frac{F}{4} \cdot \left(1 - \frac{0,7 \cdot a}{H}\right). \quad (105)$$

Z uvedených vztahů je zřejmé, že pro výpočet velikosti příčné tahové síly v betonové vzpěře jsou důležité tyto parametry:

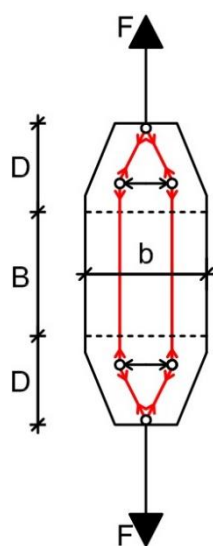
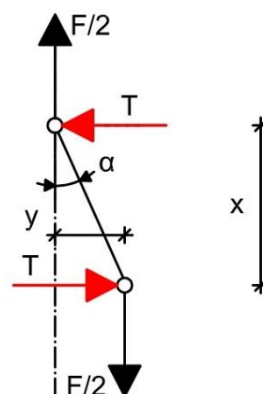
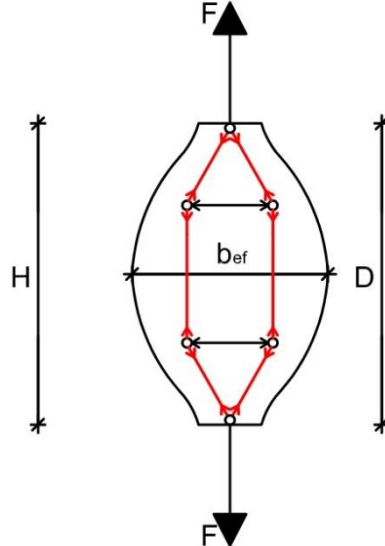
- Skutečná šířka vzpěry v případě částečně nespojitě oblasti a efektivní šířka vzpěry v případě úplně nespojitě oblasti.
- Délka, na které dochází k zakřivení trajektorie hlavních tlakových napětí.

Pro určení příčné tahové síly vznikající v betonu v důsledku tahové síly namísto tlakové síly je zapotřebí modely náhradní příhradové analogie modifikovat následujícím způsobem:

- Svislá síla není tlaková, ale je tahová.
- Zatížení je do betonu vnášeno prostřednictvím soudržnosti mezi výztuží a betonem a plocha, na které je do betonu vnášena síla, je ve smyslu výše uvedených vztahů nulová.
- Táhlo T zobrazené na obr. 138 se mění na vzpěru (obr. 140).
- Tahová síla se posouvá k okraji betonu (obr. 141).

Modifikované modely náhradní příhradové analogie jsou patrné z obr. 140, geometrie zakřivení trajektorie tahové síly je zřejmá z obr. 141. Příhradová analogie nezahrnuje svislou výztuž pod přepravními úchyty, která částečně brání zakřivení trajektorie tahové síly a zjištěnou velikost příčné tahové síly je možno považovat za konzervativní hodnotu.

Z obr. 141 je zřejmé, že pro zjištění velikosti příčné tahové síly je zapotřebí určit délkové parametry x a y , respektive úhel α . Parametr x je délka, na které tahová síla F mění svoji trajektorii, parametr y lze definovat jako jednu čtvrtinu šířky prvku $y = b/4$ nebo $y = b_{ef}/4$. Úhel α pak lze stanovit jako $\alpha = \arctg(y/x)$.

ČÁSTEČNĚ NESPOJITÁ
OBLASTÚPLNĚ NESPOJITÁ
OBLASTObr. 140 Modifikované modely náhradní příhradové
analogieObr. 141 Trajektorie tahové
síly

Geometrii zakřivení trajektorie tahové síly T a tedy i parametry x a y ovlivňuje:

- kotevní délka výztuže, která vnáší tahovou sílu F do betonu,
- výška a šířka betonového prvku, do kterého je vnášena tahová síla F .

Vliv kotevní délky výztuže vnášející tahovou sílu F do betonu a vliv šířky betonového prvku byly analyzovány pomocí 9 lineárních numerických modelů v softwaru SCIA Engineer. Pro účely modelu byla zvolena síla $F = 10 \text{ kN}$. Výška všech prvků byla zvolena $H = 2,7 \text{ m}$ (typická výška prefabrikovaných stěnových panelů).

Pro numerické modely byly zvoleny tyto varianty parametrů (obr. 142):

- varianty šířky prvků $b_1 = 0,15 \text{ m}$, $b_2 = 1,0 \text{ m}$ a $b_3 = 3,0 \text{ m}$,
- varianty délky linie reprezentující kotevní délku výztuže:
 $d_1 = 0,05 \text{ m}$, $d_2 = 0,25 \text{ m}$ a $d_3 = 0,75 \text{ m}$,
- varianty intenzity zatížení příslušné délkám linií reprezentujících kotevní délku výztuže:

$$i_1 = F/d_1 = 10/0,05 = 200 \text{ kN.m}^{-1},$$

$$i_2 = F/d_2 = 10/0,25 = 40 \text{ kN.m}^{-1},$$

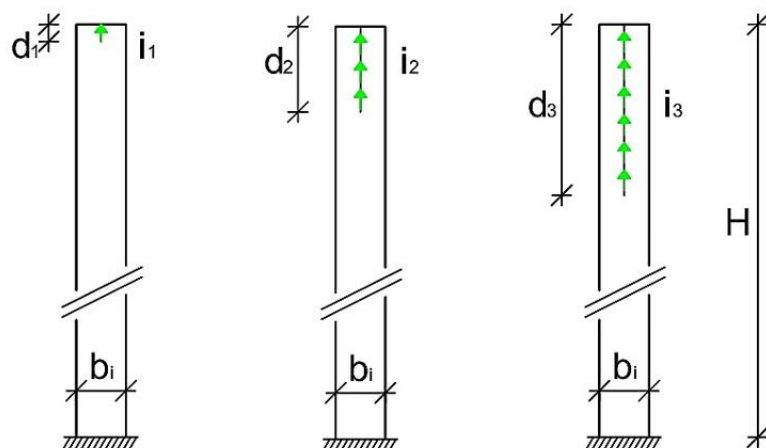
$$i_3 = F/d_3 = 10/0,75 = 13,3 \text{ kN.m}^{-1}.$$

Lineární numerické modely vytvořené v softwaru SCIA Engineer znázorňující trajektorie tahové síly v betonových prvcích šířky $0,15 \text{ m}$, $1,0 \text{ m}$ a $3,0 \text{ m}$ jsou uvedeny na obr. 143, obr. 144 a na obr. 145. Z lineárních numerických modelů (obr. 142 až 145) je zřejmé, že délkové parametry změny trajektorie tahové síly x a y lze konzervativně uvažovat hodnotami:

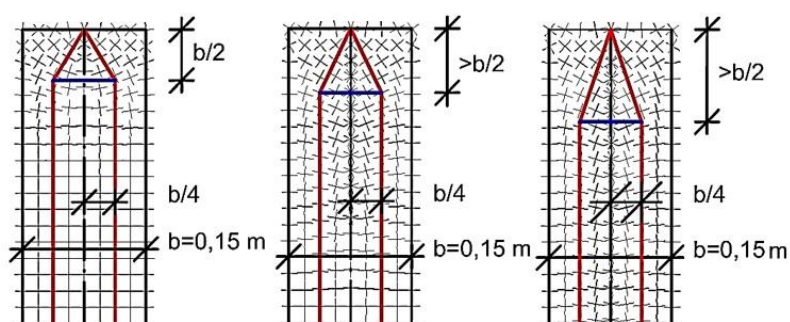
$$x = b/2 \div b/3, y = b/4,$$

kde je:

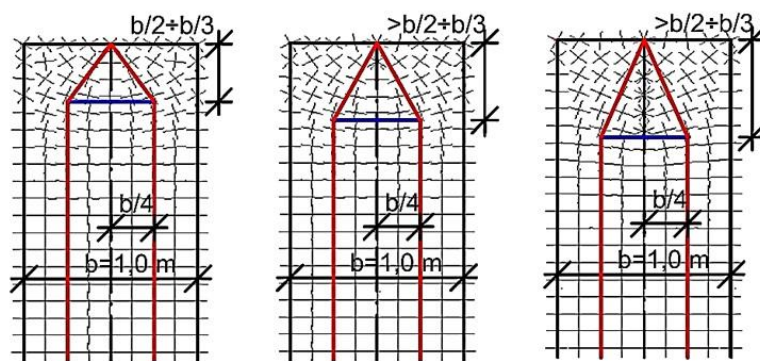
- x délka, na které tahová síla mění svoji trajektorii,
- y čtvrtina šířky prvku,
- b šířka prvku.



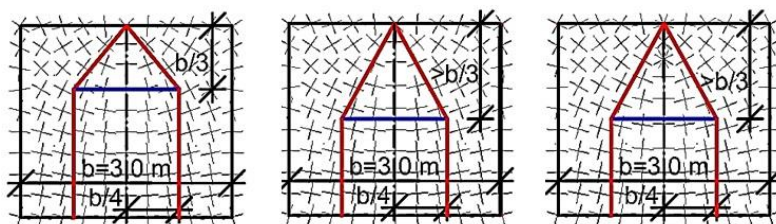
Obr. 142 Numerické modely pro určení trajektorie tahové síly



Obr. 143 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 0,15 m (SCIA Engineer)



Obr. 144 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 1,0 m (SCIA Engineer)



Obr. 145 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 3,0 m (SCIA Engineer)

Pomocí silových podmínek rovnováhy lze definovat vztah pro velikost příčné tahové síly T (obr. 141) vznikající v důsledku zakřivení trajektorie tahové síly F takto:

$$T = \frac{F}{2} \cdot \frac{y}{x} = \frac{F}{2} \cdot \frac{b/4}{b/2} \div \frac{F}{2} \cdot \frac{b/4}{b/3} = \frac{F}{4} \div \frac{3 \cdot F}{8}. \quad (106)$$

Hodnotu velikosti příčné tahové síly lze také získat použitím vztahů z normy ČSN EN 1992-1-1 [5] dosazením nulové hodnoty pro velikosti plochy, na které je do prvku vnášena tahová síla:

$$T = \frac{F}{4} \cdot \frac{b - a}{b} = \frac{F}{4} \cdot \frac{b - 0}{b} = \frac{F}{4}, \quad (107)$$

nebo:

$$T = \frac{F}{4} \cdot \left(1 - \frac{0,7 \cdot a}{H}\right) = \frac{F}{4} \cdot \left(1 - \frac{0,7 \cdot 0}{H}\right) = \frac{F}{4}, \quad (108)$$

kde je:

F	tahová síla,
b	šířka prvku,
a	plocha, na které je do betonového prvku vnášena tahová síla,
H	výška prvku.

Hodnota velikosti příčné tahové síly vypočítaná dle vztahu (106) představuje konzervativnější hodnotu oproti hodnotám získaným pomocí vztahů (107) a (108).

Velikost příčné tahové síly byla rovněž ověřena integrací intenzity normálové síly v lineárních numerických modelech vytvořených v softwaru SCIA Engineer. Příklady normálových sil a intenzit normálových sil v řezu reprezentujícím polohu vodorovné výztuže jsou zřejmé z obr. 146, 147, 148 a 149. Výpočet velikosti příčné tahové síly pro jednotlivé lineární numerické modely je zřejmý z tab. 14.

Maximální hodnota příčné tahové síly pro zvolenou velikost tahové síly $F = 10$ kN činí $T = 3,46$ kN (tab. 14). Velikost příčné tahové síly odvozená na základě zakřivení trajektorie tahové síly F činí:

$$T = \frac{F}{4} \div \frac{3 \cdot F}{8} = \frac{10}{4} \div \frac{3 \cdot 10}{8} = 2,50 \div 3,75 \text{ kN}.$$

Je tedy možné konstatovat, že hodnota velikosti příčné tahové síly odvozená na základě zakřivení trajektorie tahové síly dle vztahu (106) dostatečně vystihuje velikost příčného tahového napětí v místě působení lokální tahové síly. Vodorovná výztuž umístěná při horním okraji panelu (obr. 136, položka 2) a také výztuž ve tvaru písmene “U” (obr. 136, položka 3) tedy musí bezpečně přenést sílu:

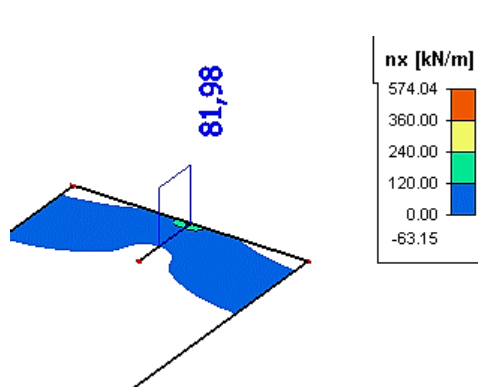
$$T_2 = T_3 = \frac{3 \cdot F}{8}. \quad (109)$$

Plocha vodorovné výztuže při horním okraji panelu musí splňovat podmínku:

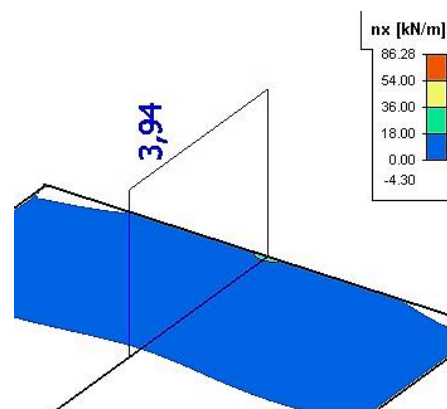
$$A_{s2} \geq \frac{T_2}{f_{yk}/\gamma_s}, \quad (110)$$

kde je:

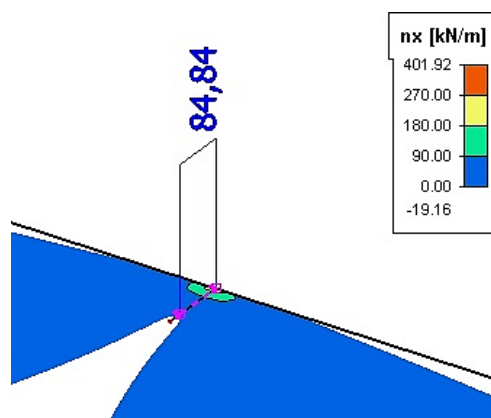
T_2	příčná tahová síla dle (109),
f_{yk}	charakteristická mez kluzu vodorovné výztuže při horním okraji panelu,
γ_s	součinitel spolehlivosti výztuže dle normy VDI/BV-BS 6205 [12] $\gamma_s = 2,5$.



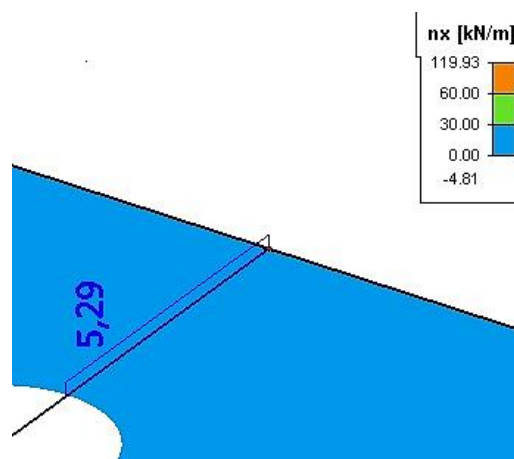
Obr. 146 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=0,15\text{m}$, $d=0,05\text{m}$ (numerický model SCIA Engineer)



Obr. 147 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=0,15\text{m}$, $d=0,75\text{m}$ (numerický model SCIA Engineer)



Obr. 148 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=3,0\text{m}$, $d=0,05\text{m}$ (numerický model SCIA Engineer)



Obr. 149 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=3,0\text{m}$, $d=0,75\text{m}$ (numerický model SCIA Engineer)

Tab. 14 Velikost příčné tahové síly získané integrací intenzity normálové síly

šířka prvku [m]	výška prvku [m]	kotevní délka d [m]	síla F [kN]	intenzita n [kN/m]	délka řezu l [mm]	příčná síla $T=l \cdot n$ [kN]
0,15	2,7	0,05	10	81,98	0,030	2,45
0,15	2,7	0,25	10	11,74	0,06	0,70
0,15	2,7	0,75	10	3,94	0,07	0,28
1,0	2,7	0,05	10	86,60	0,040	3,46
1,0	2,7	0,25	10	15,78	0,170	2,68
1,0	2,7	0,75	10	5,34	0,320	1,69
3,0	2,7	0,05	10	84,84	0,040	3,40
3,0	2,7	0,25	10	15,91	0,200	3,18
3,0	2,7	0,75	10	5,29	0,500	2,65

Charakteristická šířka svislých trhlin v místě přepravního úchyty w_{k2} vznikající v důsledku síly T_2 musí splňovat podmínku:

$$w_{k2} \leq w_{k,lim}. \quad (111)$$

Šířku svislých trhlin w_{k2} lze dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] stanovit pomocí vztahu:

$$w_{k2} = s_{r,max2} \cdot (\varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2}), \quad (112)$$

kde je:

$s_{r,max2}$ maximální vzdálenost svislých trhlin,

ε_{sm2} průměrná hodnota poměrného přetvoření vodorovné výztuže při horním okraji panelu,

ε_{cm2} průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami.

Vztahy uvedené v normě ČSN EN 1992-1-1 [5] jsou ovšem pro určení charakteristické šířky svislých trhlin v místě přepravního úchyty w_{k2} nevhodné. Napětí ve vodorovné výztuži při horním okraji panelu totiž rychle klesá se vzrůstající vzdáleností od přepravního úchyty, zatímco norma [5] předpokládá konstantní hodnotu napětí ve výztuži po celé její délce.

Pro přibližné určení charakteristické šířky svislé trhliny w_{k2} byly proto přijaty tyto předpoklady:

- Napětí ve vodorovné výztuži σ_{s2} lineárně klesá přibližně k nule na teoretické kotevní délce l_{b2t} , kterou lze dle normy [5] stanovit pomocí vztahu:

$$l_{b2t} = \frac{\phi_2}{4} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{f_{b2}}, \quad (113)$$

kde je:

f_{b2} charakteristická hodnota napětí v soudržnosti mezi betonem a vodorovnou lemovací výztuží,

$$f_{b2} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}, \quad (114)$$

σ_{s2} napětí ve vodorovné výztuži při horním okraji panelu v místě přepravního úchyty,

$$\sigma_{s2} = T_2 / A_{s2}. \quad (115)$$

- Svislé trhliny v místě přepravního úchyty mohou vzniknout v maximální vzdálenosti rovné dvojnásobku teoretické kotevní délky výztuže l_{b2t} (obr. 150). Maximální vzdálenost trhlin lze pak konzervativně stanovit pomocí vztahu:

$$s_{r,max2} = 2 \cdot l_{b2t} = \frac{T_2}{7,065 \cdot \phi_2 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}. \quad (116)$$

- Pro výpočet rozdílu průměrných poměrných přetvoření výztuže a betonu mezi svislými trhlinami je konzervativně zanedbán příznivý příspěvek účinné plochy taženého betonu obklopujícího výztuž.
- Hodnota napětí ve vodorovné výztuži při horním okraji panelu je po celé teoretické kotevní délce l_{b2t} uvažována průměrnou hodnotou $\frac{\sigma_{s2}}{2}$ (obr. 150).

Platí:

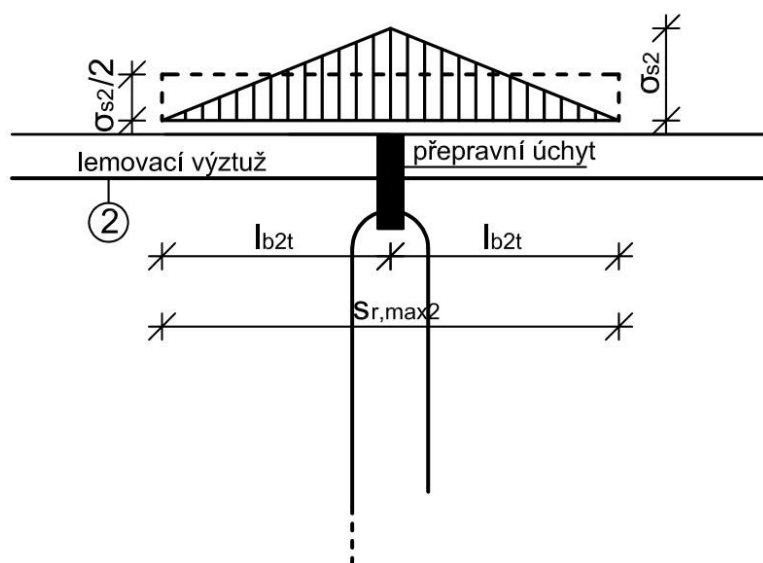
$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2} &= \frac{\frac{\sigma_{s2}}{2} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{\frac{\sigma_{s2}}{2} - 0}{E_s} = \\ &= \frac{\frac{T_2}{2}}{A_{s2} \cdot E_s} = \frac{T_2}{2 \cdot A_{s2} \cdot E_s} = \frac{T_2}{\pi \cdot \phi_2^2 \cdot E_s}.\end{aligned}\quad (117)$$

Odhad charakteristické šířky svislé trhliny v místě přepravního w_{k2} lze pak orientačně stanovit jako:

$$w_{k2} = s_{r,max2} \cdot (\varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2}) = 0,045 \cdot \frac{T_2^2}{\phi_2^3 \cdot E_s \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}, \quad (118)$$

kde je:

E_s modul pružnosti výztuže.



Obr. 150 Odhad vzdálenosti trhlín $s_{r,max2}$ v místě přepravního úchytu

Plocha výztuže ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu musí splňovat podmínku:

$$A_{s3} \geq \frac{T_3}{f_{yk}/\gamma_s}, \quad (119)$$

kde je:

T_3 příčná tahová síla vypočítaná dle (109).

Kotevní délka výztuže ve tvaru písmene “U” l_{b3} musí splňovat podmínku:

$$l_{b3} \geq \max \left\{ \frac{\phi_3}{4} \cdot \frac{\sigma_{s3}}{f_{bd3}}; 10 \cdot \phi_3; 100 \text{ mm} \right\}, \quad (120)$$

kde je:

ϕ_3 průměr výztuže ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu,

σ_{s3} napětí ve výztuži ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu,

$$\sigma_{s3} = T_3/A_{s3}, \quad (121)$$

f_{bd3} návrhové napětí v soudržnosti mezi betonem panelu a výztuží ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu stanovené dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] (uvažována charakteristická tahová pevnost betonu $f_{ctk;0,05}$ dosažená v době vyjmutí panelu z betonážního stolu a součinitel spolehlivosti betonu dle normy VDI/BV-BS 6205 [12] $\gamma_c = 2,5$).

Šířku trhliny ve zhlaví panelu, která může vzniknout v důsledku síly T_3 , zpravidla není zapotřebí posuzovat, protože hlava panelu nebývá pohledovým prvkem a po zabudování je chráněna dalšími konstrukcemi. V ostatních případech musí šířka svislé trhliny pod přepravním úchytem w_{k3} splňovat podmínku:

$$w_{k3} \leq w_{k,lim}. \quad (122)$$

Pro určení charakteristické šířky vodorovné trhliny w_{k3} lze přijmout tyto předpoklady:

- Trhliny mohou vzniknout v maximální vzdálenosti rovné tloušťce panelu t . Maximální vzdálenost trhlín lze pak konzervativně stanovit:

$$s_{r,max3} = t, \quad (123)$$

kde je:

t tloušťka panelu.

- Pro výpočet rozdílu průměrných poměrných přetvoření výztuže a betonu mezi trhlínami je konzervativně zanedbán příznivý příspěvek účinné plochy taženého betonu obklopujícího výztuž.
- Napětí ve výztuži ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu je uvažováno konstantní hodnotou σ_{s3} .

Charakteristickou šířku trhliny w_{k3} lze pak odhadnout jako:

$$w_{k3} = s_{r,max3} \cdot \frac{\sigma_{s3}}{E_s} = t \cdot \frac{T_3}{A_{s3} \cdot E_s} = 0,637 \cdot \frac{t \cdot T_3}{\phi_3^2 \cdot E_s}. \quad (124)$$

Příklad posouzení výztuže přenášející příčné tahové síly vznikající v místě přepravních úchytů je proveden v kap. 7.

6.2.3 Namáhání vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly při horním okraji panelu při excentrickém působení svislého zatížení

Po zabudování v konstrukci jsou prefabrikované stěnové panely ze slabě vyztuženého betonu zatíženy převážně svislou silou s excentricitou, která odpovídá geometrickému uspořádání konstrukce, zejména délce uložení stropních panelů. Dle Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov [15] lze předpokládat, že výslednice zatížení vnášeného do stěnových panelů prostřednictvím stropních panelů působí v jedné třetině délky uložení. Zatížení stěny je znázorněno na obr. 28.

Vliv délky uložení stropních panelů byl zkoumán pomocí 6 lineárních numerických modelů v softwaru SCIA Engineer. Pro účely modelu byla zvolena síla $F = 50$ kN/m, která působí liniově v hlavě stěny. Prostřednictvím modelů je zkoumán vždy pouze svislý řez stěnou a na sílu F je proto pohlíženo jako na bodovou sílu. Výška prvků byla zvolena $H = 2,7$ m (typická výška panelů), tloušťka byla zvolena jako $b = 0,18$ mm.

Pro numerické modely byly zvoleny tyto varianty parametrů (obr. 151):

- varianty délky uložení stropního panelu:
 $a_1 = b/6 = 0,18/6 = 0,03$ m,

$$a_2 = 2 \cdot b / 6 = 2 \cdot 0,18 / 6 = 0,06 \text{ m},$$

$$a_3 = 3 \cdot b / 6 = 3 \cdot 0,18 / 6 = 0,09 \text{ m},$$

$$a_4 = 4 \cdot b / 6 = 4 \cdot 0,18 / 6 = 0,12 \text{ m},$$

$$a_5 = 5 \cdot b / 6 = 5 \cdot 0,18 / 6 = 0,15 \text{ m},$$

$$a_6 = 6 \cdot b / 6 = 6 \cdot 0,18 / 6 = 0,18 \text{ m},$$

- varianty maximální intenzity zatížení trojúhelníkovým zatížením:

$$i_1 = 2 \cdot F / a_1 = 2 \cdot 50 / 0,03 = 3333,3 \text{ kN/m},$$

$$i_2 = 2 \cdot F / a_2 = 2 \cdot 50 / 0,06 = 1666,7 \text{ kN/m},$$

$$i_3 = 2 \cdot F / a_3 = 2 \cdot 50 / 0,09 = 1111,1 \text{ kN/m},$$

$$i_4 = 2 \cdot F / a_4 = 2 \cdot 50 / 0,12 = 833,3 \text{ kN/m},$$

$$i_5 = 2 \cdot F / a_5 = 2 \cdot 50 / 0,15 = 666,7 \text{ kN/m},$$

$$i_6 = 2 \cdot F / a_6 = 2 \cdot 50 / 0,18 = 555,5 \text{ kN/m}.$$

Na základě trajektorie tlakové síly v podpoře (obr. 152) lze přijmout následující předpoklady:

- Výslednice zatížení vnášeného do stěnového panelu prostřednictvím stropních panelů působí v jedné třetině délky uložení.
- Délka, na které dochází k zakřivení trajektorie tlakové síly, je rovna rozdílu tloušťky stěnového panelu a jedné třetiny délky uložení.
- Ve vzdálenosti rovné tloušťce stěnového panelu působí výslednice zatížení vnášeného do stěnového panelu v jedné třetině délky tlačené části průřezu.

Za pomoci uvedených předpokladů lze sestavit model náhradní příhradové analogie, který je zřejmý z obr. 153 a z obr. 154.

Pro určení trajektorie tlakové síly v podpoře je zapotřebí vypočítat délku tlačené oblasti průřezu. Délku tlačené oblasti průřezu lze stanovit pomocí napětí v krajních vláknech průřezu.

Napětí v krajních vláknech průřezu stěny lze vypočítat podle vztahů:

$$\sigma_1 = \frac{F}{b \cdot l} + \frac{F \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot l \cdot b^2}, \quad (125)$$

$$\sigma_2 = - \left(\frac{F}{b \cdot l} - \frac{F \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot l \cdot b^2} \right), \quad (126)$$

kde je:

F	síla působící v podpoře stropního panelu,
e	excentricita působíště síly v podpoře stropního panelu,
b	šířka průřezu stěnového panelu,
l	délka stropního i stěnového panelu (pro účely výpočtu $l = 1,0 \text{ m}$).

Excentricitu působení síly F lze vypočítat:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{a}{3}, \quad (127)$$

kde je:

a	délka uložení stropního panelu.
-----	---------------------------------

Dále platí:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{y}{x},$$

kde je:

y délka tlačené části průřezu,

x délka tažené části průřezu, platí $x = b - y$. Po dosazení:

$$\frac{y}{x} = \frac{y}{b-y} = \frac{\frac{F}{b} + \frac{F \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot b^2}}{-\left(\frac{F}{b} - \frac{F \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot b^2}\right)} = \frac{b + 6 \cdot e}{6 \cdot e - b},$$

$$y = \frac{b^2 + 6 \cdot e \cdot b}{12 \cdot e} = \frac{2 \cdot b^2 - a \cdot b}{3 \cdot b - 2 \cdot a}. \quad (128)$$

Tahovou sílu v podpoře lze následně vypočítat jako:

$$T = F \cdot \frac{\frac{y-a}{3}}{b - \frac{1}{3} \cdot a} = F \cdot \frac{y-a}{3 \cdot \left(b - \frac{a}{3}\right)} = F \cdot \frac{2 \cdot (b-a)^2}{(3 \cdot b - 2 \cdot a) \cdot (3 \cdot b - a)}. \quad (129)$$

Pro jednotlivé hodnoty délky uložení v rámci lineárních numerických modelů byly vypočítány hodnoty příčné tahové síly v podpoře. Velikost tahové síly byla rovněž ověřena integrací intenzity normálové síly v lineárních numerických modelech. Příklady normálových sil v řezu reprezentujícím polohu vodorovné výztuže v podpoře jsou zřejmé z obr. 155 a 156. Velikost tahové síly v podpoře lze vypočítat také pomocí vztahů uvedených ve směrnici [15], která konzervativně předpokládá, že délka tlačené oblasti průřezu y je vždy rovna šířce průřezu b (obr. 157 a obr. 158) a délka, na které dochází k zakřivení trajektorie tlakové síly, je také rovna šířce průřezu b . Pak platí:

$$T = F \cdot \frac{\frac{y-a}{3}}{b} = \frac{F}{3} \cdot \frac{b-a}{b}. \quad (130)$$

Srovnání hodnot příčné tahové síly v podpoře vypočítané pomocí trajektorie tlakové síly v podpoře dle vztahu (129), tahové síly v podpoře získané integrací intenzity normálové síly a tahové síly v podpoře vypočítané podle směrnice [15] pomocí vztahu (130) je uvedeno v tab. 19. Na základě srovnání hodnot vypočítané tahové síly v podpoře v tab. 19 lze konstatovat, že pomocí vztahu (130) lze získat přiměřeně konzervativní hodnotu příčné tahové síly pro dimenzování výztuže.

Svislé pruty KARI sítě umístěné při horním okraji panelu procházející přes tloušťku panelu (položka 4, obr. 136) musí tedy bezpečně přenést sílu:

$$T_4 = \frac{F}{3} \cdot \frac{b-a}{b}. \quad (131)$$

Plocha svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu musí splňovat podmínku:

$$A_{s4v} \geq \frac{T_4}{f_{yk}/\gamma_s}, \quad (132)$$

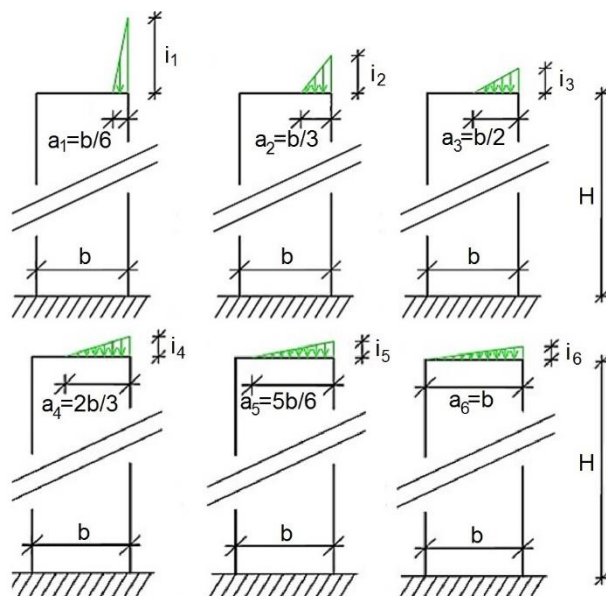
kde je:

T_4 příčná tahová síla v podpoře vypočítaná dle (131),

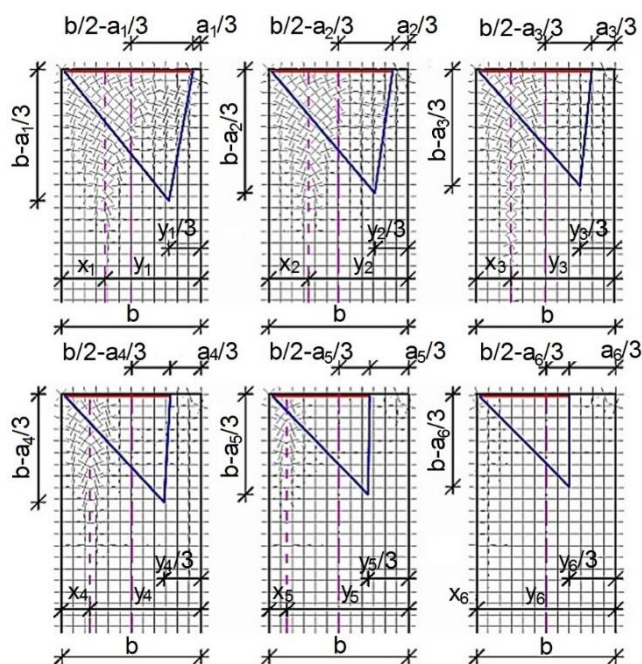
γ_s součinitel spolehlivosti výztuže dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] $\gamma_s = 1,15$.

Tab. 15 Srovnání variant hodnot příčné tahové síly v podpoře

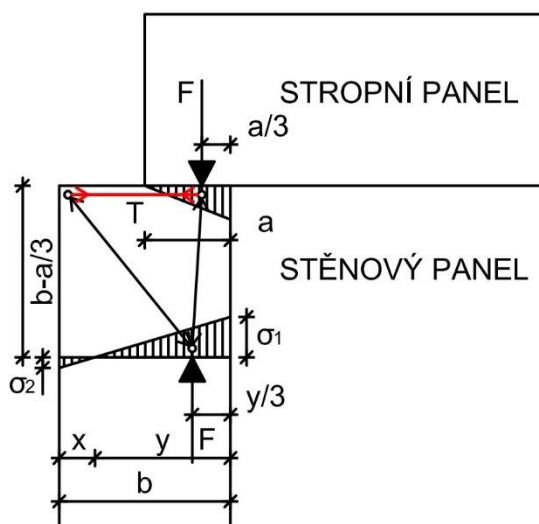
síla F [kN]	šířka b [kN]	délka uložení [a _i]	T [kN] (129)	T [kN] (SCIA)	T [kN] (130)
50	0,18	0,03	9,2	9,5	13,9
50	0,18	0,06	7,1	6,9	11,1
50	0,18	0,09	5,0	4,9	8,3
50	0,18	0,12	2,9	2,4	5,5
50	0,18	0,15	1,0	0,6	2,8
50	0,18	0,18	0,0	0,1	0,0



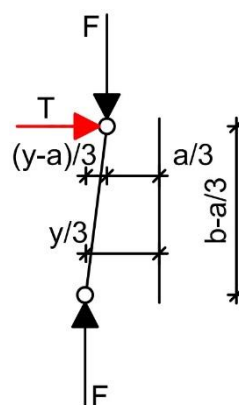
Obr. 151 Numerické modely pro určení trajektorie tlakové síly v podpoře



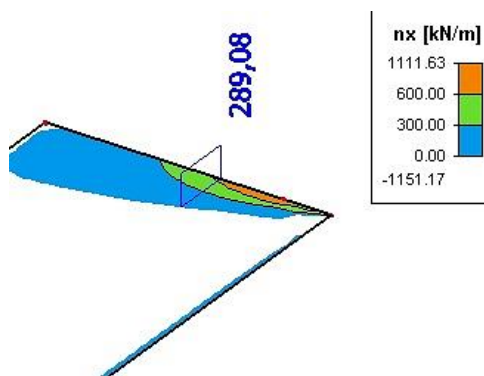
Obr. 152 Trajektorie tlakové síly v podpoře



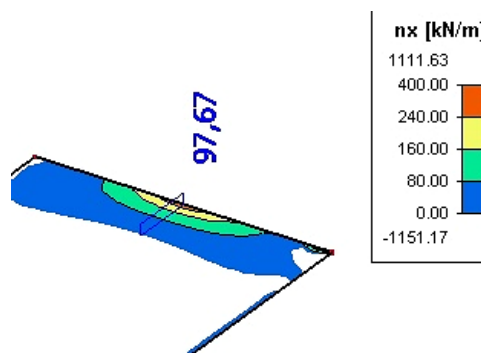
Obr. 153 Model náhradní příhradové analogie pro přenos síly ze stropního panelu



Obr. 154 Trajektorie tlakové síly v podpoře



Obr. 155 Tah v podpoře - intenzita normálové síly, $a=0,03$ m (SCIA Engineer)



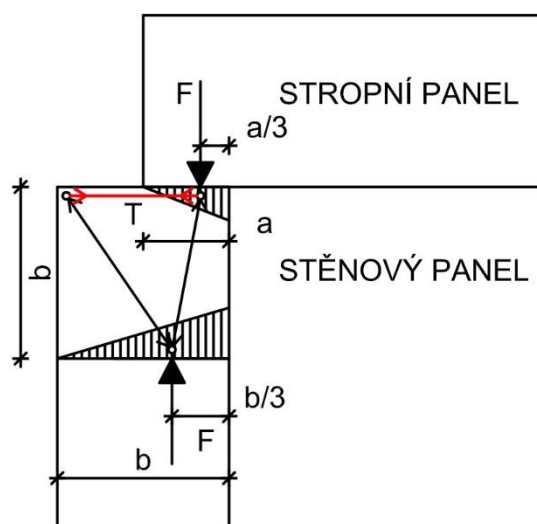
Obr. 156 Tah v podpoře - intenzita normálové síly, $a=0,09$ m (SCIA Engineer)

Kotevní délka svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu l_{b4} musí dle normy [5] splňovat podmínku:

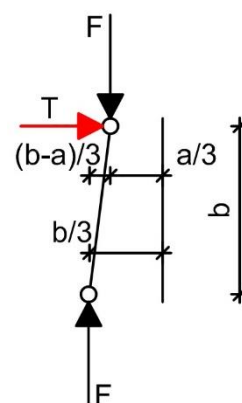
$$l_{b4} \geq \max \left\{ \frac{\phi_4}{4} \cdot \frac{\sigma_{s4}}{f_{bd4}}; 10 \cdot \phi_4; 100 \text{ mm} \right\}, \quad (133)$$

kde je:

- ϕ_4 průměr svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu,
 σ_{s4} napětí ve svislých prutech KARI sítě při horním okraji panelu,
 $\sigma_{s4} = T_4/A_{s4}$, (134)
 f_{bd4} návrhové napětí v soudržnosti mezi betonem panelu a svislými pruty KARI sítě při horním okraji panelu stanovené dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] (uvažována hodnota charakteristické tahové pevnosti betonu $f_{ctk;0,05}$ dosažená v době zabudování panelu a součinitel spolehlivosti betonu $\gamma_c = 1,5$).



Obr. 157 Model náhradní příhradové analogie pro přenos síly ze stropního panelu



Obr. 158 Trajektorie tlakové síly v podpoře dle směrnice [15]

Příklad posouzení vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly při horním okraji panelu vznikající při excentrickém působení svislého zatížení po zabudování v konstrukci je proveden v kap. 7.

6.2.4 Namáhání svislé lemovací výztuže

Prefabrikované stěnové panely z prostého a slabě vyztuženého betonu využívají tahové pevnosti betonu zejména při vyjmutí prefabrikovaných stěn z betonážního stolu nebo z betonážní baterie, kdy panel působí jako zavěšený vysoký nosník, nebo během přepravy panelu na staveniště, kdy je panel namáhán ohybem na měkkou osu.

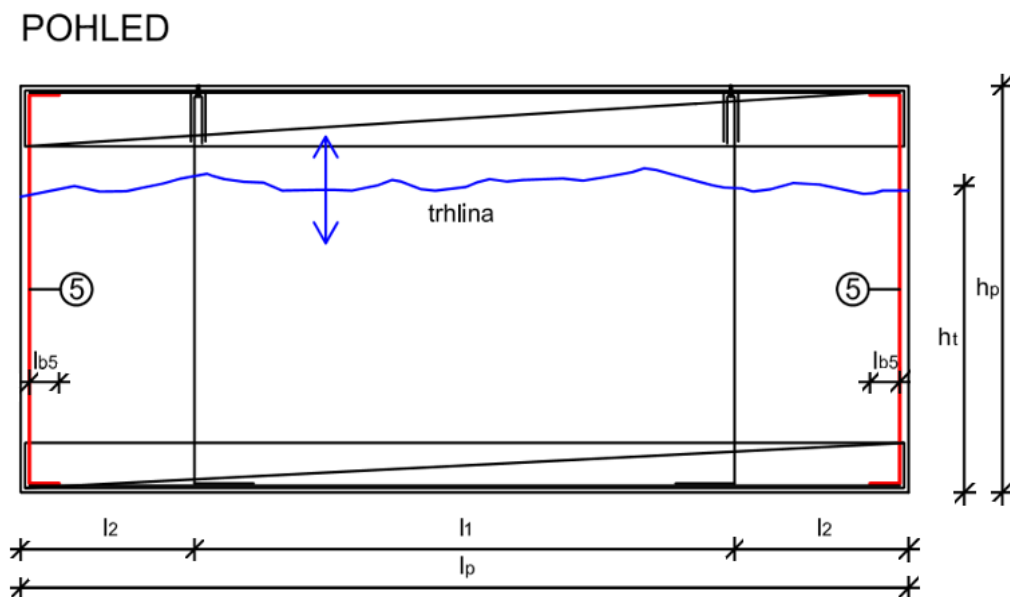
Tahová pevnost betonu je mechanický parametr, který v konstrukcích z prostého nebo slabě vyztuženého betonu značně přispívá k únosnosti prvků. Konstrukce musí ovšem zůstat celistvá i po vzniku nežádoucích smršťovacích nebo ohybových trhlin, které vznikají při překročení pevnosti betonu v tahu. Proto je nutné posoudit i hypotetické situace, jako například nevhodnou manipulaci s panelem.

Pro určení velikosti tahové síly ve svislé lemovací výztuži se jako nejvýstižnější jeví situace, kdy je panel porušen vodorovnou smršťovací nebo ohybovou trhlínou, která se nachází blíže k hornímu okraji panelu (obr. 159).

Část prefabrikovaného stěnového panelu nacházející se pod trhlínou je vyvážena prostřednictvím svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 136) a svislé lemovací výztuže (položka 5, obr. 136 a obr. 159).

Pro určení velikosti tahové síly ve svislé lemovací výztuži bylo vytvořeno 27 lineárních numerických modelů vystihujících možné varianty délky panelu, výšky části panelu pod myšlenou vodorovnou trhlínou a vzájemné vzdálenosti svislé výztuže pod přepravními úchyty. Pro účely numerických modelů není velikost plošného zatížení podstatná, byla tedy libovolně zvolena hodnota 10 kN.m^{-2} . Příklad statického schématu a zatížení numerického modelu části stěnového panelu délky 6,0 m, výšky 1,7 m se vzdáleností svislé výztuže pod jeřábovými úchyty 3,6 m pod myšlenou vodorovnou

trhlinou je uveden na obr. 160. Síly zjištěné numerickým modelem ve svislé lemovací výztuži jsou patrné z obr. 161.

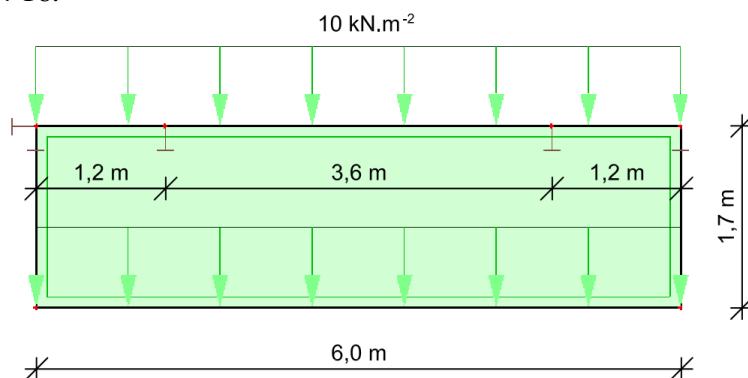


Obr. 159 Svislá lemovací výztuž v panelu s vodorovnou trhlinou

Pro numerické modely byly zvoleny tyto varianty parametrů:

- varianty délky panelu:
 $l_{p1} = 2,0 \text{ m}$,
 $l_{p2} = 4,0 \text{ m}$,
 $l_{p3} = 6,0 \text{ m}$,
- varianty výšky části panelu pod vodorovnou trhlinou:
 $h_{t1} = 0,7 \text{ m}$,
 $h_{t2} = 1,7 \text{ m}$,
 $h_{t3} = 2,7 \text{ m}$,
- varianty vzdálenosti svislé výztuže pod přepravními úchyty:
 $l_{11} = 3 \cdot l_{pi} / 5$
 $l_{12} = l_p / 3$
 $l_{13} = 0, l_{23} = (l_{pi} - l_{13}) / 2 = l_{pi} / 2$.

Hodnota síly ve svislé lemovací výztuži T_5 určená pro jednotlivé numerické modely je zřejmá z tab. 16.



Obr. 160 Numerický model části panelu pod myšlenou vodorovnou trhlinou



Obr. 161 Síly v lemovací výztuži a ve svislé výztuži pod přepravními úchyty

Návrhovou hodnotu síly ve svislé lemovací výztuži lze určit pomocí vztahu:

$$T_5 = p \cdot V = p \cdot 2 \cdot F_z, \quad (135)$$

kde je:

- V výslednice reakcí v numerickém modelu,
- F_z síla v přepravním úchyty vypočítaná dle vztahu (20),
- p poměr síly ve svislé lemovací výztuži a výslednice celkové návrhové svislé síly působící na panel, konzervativně lze uvažovat hodnotou $p = 0,2$ (tab. 16).

Platí:

$$T_5 = 0,2 \cdot 2 \cdot F_z = 0,4 \cdot F_z. \quad (136)$$

Plocha svislé lemovací výztuže musí splňovat podmínku:

$$A_{s5} \geq \frac{0,4 \cdot F_z}{f_{yk}/\gamma_s}, \quad (137)$$

kde je:

- γ_s součinitel spolehlivosti pro mimořádnou návrhovou situaci dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] $\gamma_s = 1,0$.

Délka přesahu svislé lemovací výztuže a vodorovné lemovací výztuže musí dle normy [5] splňovat podmínku:

$$l_{b5} \geq \max \left\{ 1,5 \cdot \frac{\phi_5}{4} \cdot \frac{\sigma_{s5}}{f_{bd5}}; 15 \cdot \phi_5; 200 \text{ mm} \right\}, \quad (138)$$

kde je:

- ϕ_5 průměr navržené svislé lemovací výztuže,
- σ_{s5} napětí ve svislé lemovací výztuži,

$$\sigma_{s5} = \frac{T_5}{A_{s5}}, \quad (139)$$

- f_{bd5} návrhové napětí v soudržnosti mezi betonem panelu a svislou lemovací výztuží stanovené dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] (uvažována hodnota charakteristické tahové pevnosti betonu $f_{ctk;0,05}$ dosažená v době vyjmutí panelu z betonážního stolu a součinitel spolehlivosti pro mimořádnou návrhovou situaci $\gamma_c = 1,0$).

Příklad posouzení svislé výztuže lemující okraje panelu je proveden v kap. 7.

Tab. 16 Síla ve svislé lemovací výztuži zjištěná numerickými modely

délka panelu l_p [m]	výška h_t [m]	vzdálenost l_l [m]	síla T_5 [kN]	výslednice reakcí V [kN]	poměr $p=T_5/V$
2,0	0,7	1,2	0,62	14,0	0,044
2,0	1,7	1,2	2,97	34,0	0,087
2,0	2,7	1,2	4,66	54,0	0,086
2,0	0,7	0,7	1,72	14,0	0,123
2,0	1,7	0,7	3,96	34,0	0,116
2,0	2,7	0,7	6,41	54,0	0,119
2,0	0,7	0,0	2,62	14,0	0,187
2,0	1,7	0,0	6,08	34,0	0,179
2,0	2,7	0,0	9,74	54,0	0,180
4,0	0,7	2,4	0,00	28,0	0,000
4,0	1,7	2,4	4,07	68,0	0,060
4,0	2,7	2,4	8,62	108,0	0,080
4,0	0,7	1,3	3,59	28,0	0,128
4,0	1,7	1,3	7,71	68,0	0,113
4,0	2,7	1,3	11,79	108,0	0,110
4,0	0,7	0,0	5,25	28,0	0,188
4,0	1,7	0,0	12,05	68,0	0,177
4,0	2,7	0,0	18,61	108,0	0,172
6,0	0,7	3,6	0,00	42,0	0,000
6,0	1,7	3,6	2,26	102,0	0,022
6,0	2,7	3,6	10,43	162,0	0,064
6,0	0,7	2,0	5,59	42,0	0,133
6,0	1,7	2,0	12,68	102,0	0,124
6,0	2,7	2,0	18,41	162,0	0,114
6,0	0,7	0,0	7,88	42,0	0,188
6,0	1,7	0,0	18,74	102,0	0,184
6,0	2,7	0,0	28,6	162,0	0,177

6.2.5 Namáhání vodorovné lemovací výztuže

Stejně jako svislá výztuž lemující okraje prefabrikovaného stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu je i vodorovná výztuž lemující okraje panelu nezbytná, aby konstrukce zůstala celistvá i po vzniku nežádoucích smršťovacích nebo ohybových trhlin, které vznikají při překročení pevnosti betonu v tahu.

Byly přijaty následující strategie pro stanovení návrhové síly ve vodorovné výztuži:

- Panel je porušen třemi průběžnými svislými trhlinami v polovině rozponu a podél svislé výztuže pod přepravními úchyty (obr. 162).
- Panel je porušen dvěma vodorovnými trhlinami procházejícími ve třetinách výšky panelu (obr. 163).

Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při horním okraji panelu (položka 2, obr. 136, obr. 162) s ohledem na svislou trhlinu v místě přepravního úchyty lze konzervativně provést jako návrh výztuže konzoly v překonzolovaném stěnovém

nosníku například dle Šmejkal [38]. Tahovou sílu při horním okraji panelu lze stanovit jako:

$$T_{2s} = \frac{M_{Ed2s}}{z_{2s}}, \quad (140)$$

kde je:

T_{2s} tahová síla při horním okraji panelu,
 M_{Ed2s} ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,
 z_{2s} rameno vnitřních sil.

Hodnotu ohybového momentu stanoveného na nosníkové analogii lze stanovit jako:

$$M_{Ed2s} = h_p \cdot \gamma_C \cdot t \cdot \psi_{dyn} \cdot \frac{l_2^2}{2}, \quad (141)$$

kde je:

h_p výška panelu,
 l_2 vzdálenost přepravního úchyty od svislého okraje panelu,
 γ_C objemová tíha železobetonu,
 t tloušťka panelu,
 ψ_{dyn} dynamický součinitel manipulace.

Rameno vnitřních sil lze stanovit jako:

$$z_{2s} = 0,65 \cdot l_2 + 0,1 \cdot h_p, \quad (142)$$

$$\text{pro } 1,0 \leq \frac{h_p}{l_2} \leq 2,0,$$

$$z_{2s} = 0,85 \cdot l_2, \quad (143)$$

$$\text{pro } \frac{h_p}{l_2} > 2,0.$$

Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při dolním okraji panelu (položka 6, obr. 136, obr. 163) s ohledem na svislou trhlinu v polovině rozponu panelu lze konzervativně provést jako návrh výztuže stěnového nosníku o jednom poli. Tahovou sílu při dolním okraji panelu je možné vypočítat pomocí vztahu:

$$T_{6s} = \frac{M_{Ed6s}}{z_{6s}}, \quad (144)$$

kde je:

T_{6s} tahová síla při dolním okraji panelu,
 M_{Ed6s} ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,
 z_{6s} rameno vnitřních sil.

Hodnotu ohybového momentu stanoveného na nosníkové analogii lze stanovit jako:

$$M_{Ed6s} = \frac{1}{8} \cdot h_p \cdot \gamma_C \cdot t \cdot \psi_{dyn} \cdot l_1^2, \quad (145)$$

kde je:

l_1 vzdálenost přepravních úchyťů.

Rameno vnitřních sil lze určit podle vztahů, které uvádí Šmejkal [38], jako:

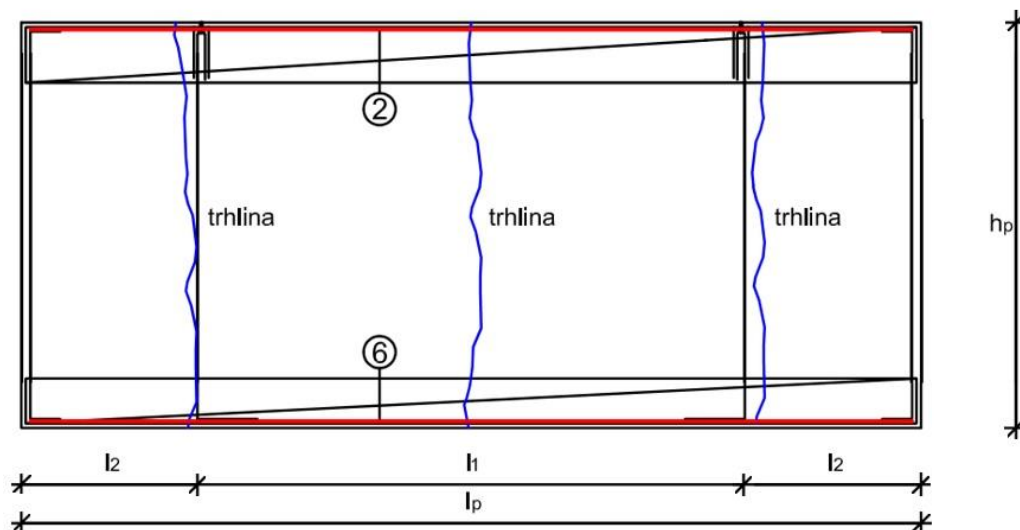
$$z_{6s} = 0,3 \cdot h_p \cdot \left(3 - \frac{h_p}{l_1}\right), \quad (146)$$

$$\text{pro } 0,5 \leq \frac{h_p}{l_1} \leq 1,0,$$

$$z_{6S} = 0,60 \cdot l_1, \quad (147)$$

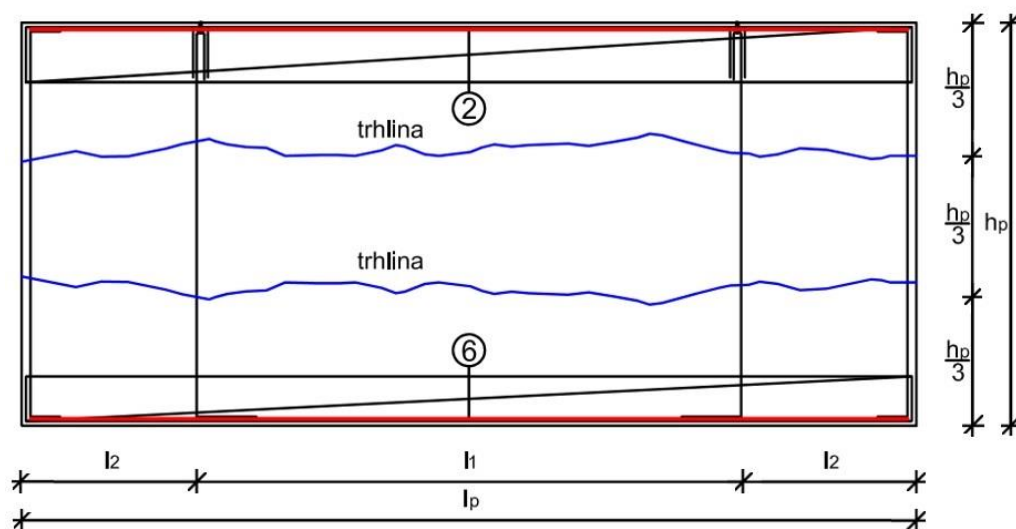
pro $\frac{h_p}{l_1} > 1,0$.

POHLED



Obr. 162 Panel porušený třemi svislými trhlinami

POHLED



Obr. 163 Panel porušený dvěma vodorovnými trhlinami

Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při horním okraji panelu (položka 2, obr. 136, obr. 162) s ohledem na vodorovné trhliny ve třetinách výšky panelu lze konzervativně provést jako návrh výztuže konzoly zatížené osamělým břemenem (síla vnesená prostřednictvím svislé lemovací výztuže, popsáno v kap. 6.2.4) například dle Šmejkal [38].

Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při horním okraji panelu lze určit jako:

$$T_{2v} = \frac{M_{Ed2v}}{z_{2v}}. \quad (148)$$

Hodnotu ohybového momentu lze stanovit jako:

$$M_{Ed2v} = T_5 \cdot l_2 = 0,4 \cdot F_z \cdot l_2 = 0,4 \cdot t \cdot (l_1 + 2 \cdot l_2) \cdot h_p \cdot \gamma_c \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_2. \quad (149)$$

Rameno vnitřních sil lze určit dle vztahu:

$$z_{2v} = 0,9 \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_2 - \frac{\phi_2}{2} \right), \quad (150)$$

kde je:

c_2 krytí vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu měřené od horního okraje panelu,

ϕ_2 průměr vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu.

Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při dolním okraji panelu (položka 6, obr. 136, obr. 163) s ohledem na vodorovné trhliny ve třetinách výšky panelu lze konzervativně provést jako návrh výztuže prostého nosníku o rozponu l_1 . Tahovou sílu ve vodorovné lemovací výztuži při dolním okraji panelu lze určit jako:

$$T_{6v} = \frac{M_{Ed6v}}{z_{6v}}. \quad (151)$$

Hodnotu ohybového momentu stanoveného na nosníkové analogii lze stanovit jako:

$$M_{Ed6v} = \frac{1}{8} \cdot h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_1^2. \quad (152)$$

Rameno vnitřních sil lze určit dle vztahu:

$$z_{6v} = 0,9 \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_6 - \frac{\phi_6}{2} \right), \quad (153)$$

kde je:

c_6 krytí vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu měřené od dolního okraje panelu,

ϕ_6 průměr vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu.

Plocha vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu musí splňovat podmínku:

$$A_{s2} \geq \max \left\{ \frac{T_{2s}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}; \frac{T_{2v}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \right\}.$$

Po dosazení:

$$A_{s2} \geq \max \left\{ \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_2^2 \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_{yk} \cdot z_{2s}}; \frac{0,4 \cdot t \cdot (l_1 + 2 \cdot l_2) \cdot h_p \cdot \gamma_c \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_2 \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_2 - \frac{\phi_2}{2} \right)} \right\}, \quad (154)$$

kde je:

f_{yk} charakteristická mez kluzu vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu,

γ_s součinitel spolehlivosti pro mimořádnou návrhovou situaci dle ČSN EN 1992-1-1 [5] $\gamma_s = 1,0$.

Plocha vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu musí splňovat podmínku:

$$A_{s6} \geq \max \left\{ \frac{T_{6s}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}; \frac{T_{6v}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \right\}.$$

Po dosazení:

$$A_{s6} \geq \max \left\{ \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_1^2 \cdot \gamma_s}{8 \cdot f_{yk} \cdot z_{6s}}; \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_1^2 \cdot \gamma_s}{7,2 \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_6 - \frac{\phi_6}{2} \right)} \right\}. \quad (155)$$

Příklad posouzení vodorovné výztuže lemující okraje panelu je proveden v kap. 7.

6.2.6 Namáhání vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty

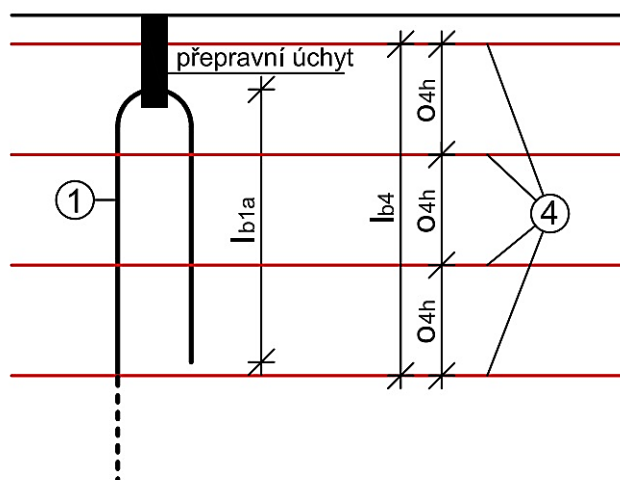
V oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty (kotevní délka l_{b1a} , položka 1, obr. 136) je zapotřebí umístit vodorovnou výztuž (položka 4, obr. 136), kterou je účelné navrhnout jako vodorovné pruty KARI sítě při horním okraji panelu.

Plocha vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty musí splňovat podmínku minimálního stupně vyztužení pro železobeton definovanou v normě [5]:

$$A_{s4h} \geq \max \left\{ 0,0013 \cdot b \cdot d; 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \right\}, \quad (156)$$

kde je:

b	šířka průřezu,
d	účinná výška výztuže,
f_{ctm}	průměrná tahová pevnost betonu,
f_{yk}	charakteristická mez kluzu vodorovné výztuže.



Obr. 164 Vodorovná výztuž v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty

Je zapotřebí, aby oblast vyztužená vodorovnou výztuží byla ve svislém směru alespoň stejně dlouhá jako oblast kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty. Tedy musí platit:

$$l_{b4} \geq l_{b1a}, \quad (157)$$

kde je:

l_{b1a} kotevní délka svislé výztuže pod přepravními úchyty stanovená dle vztahu (90).

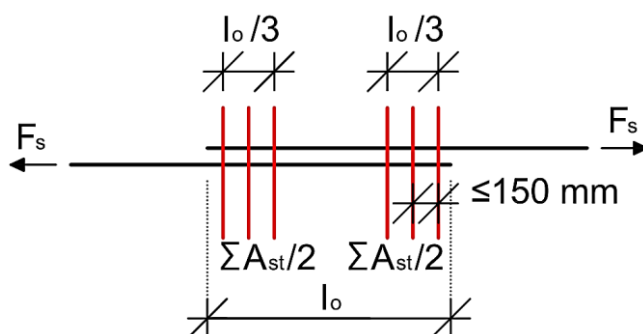
Příklad posouzení vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty je proveden v kap. 7.

6.2.7 Namáhání svislé výztuže v oblasti přesahů svislé a vodorovné lemovací výztuže

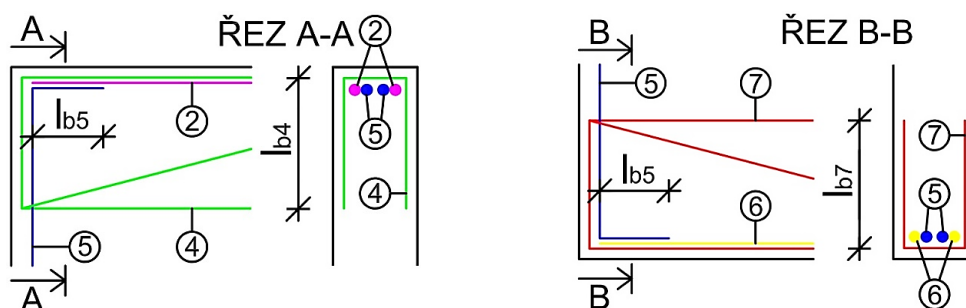
Výztuž lemuující okraje panelu sestává z vodorovných a svislých vložek, které jsou stykovány vodorovným přesahem l_{b5} (položky 2, 4, 5, 6, 7, obr. 136, obr. 166, obr. 167).

Dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] je v oblasti stykování výztuže přesahem požadována příčná výztuž zachycující příčné tahové síly (obr. 165). Norma [5] definuje následující podmínky pro příčnou výztuž v oblasti stykování výztuže přesahem:

- Pokud je průměr prutů stykovaných přesahem menší než 20 mm, popř. pokud procento stykovaných prutů v kterémkoliv průřezu nepřekročí 25 %, pak lze příčnou výztuž nebo třmínky navržené z jiných důvodů považovat za dostačující pro zachycení příčných tahových sil bez dalšího ověřování.
- Pokud je průměr prutů stykovaných přesahem větší nebo rovný 20 mm, pak příčná výztuž má mít celkovou průřezovou plochu ΣA_{st} (součet všech větví příčné výztuže ležící v rovině rovnoběžné s rovinou přesahu), nejméně však rovnou ploše jednoho stykovaného prutu A_s ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 \cdot A_s$). Příčná výztuž má být umístěna kolmo na směr stykované výztuže.
- Pokud se v jednom místě stykuje přesahem více než 50 % výztuže a vzdálenost v příčném řezu mezi dvěma styky je $a \leq 10 \cdot \phi$, má být příčná výztuž ve tvaru třmínků nebo prutů tvaru "U".



Obr. 165 Příčná výztuž v oblasti stykování přesahem (převzato z [5])



Obr. 166 Příčná výztuž přesahu lemovací výztuže (horní okraj panelu)

Obr. 167 Příčná výztuž přesahu lemovací výztuže (dolní okraj panelu)

Na základě požadavků uvedených v normě [5] je vhodné pro návrh příčné výztuže v oblasti přesahů svislé a vodorovné lemovací výztuže určit tyto požadavky:

- Požadovaná plocha svislých prutů KARI sítě při horním i při dolním okraji panelu (položky 4, 7, obr. 136, obr. 166, obr. 167) v oblasti přesahu svislé a vodorovné lemovací výztuže musí splňovat podmínku:

$$A_{s4vp} \geq 1,5 \cdot A_{s5}, A_{s7vp} \geq 1,5 \cdot A_{s5}, \quad (158)$$

kde je:

A_{s5} plocha svislé lemovací výztuže stanovená dle vztahu (137).

- Osová vzdálenost svislých prutů KARI sítě při horním i při dolním okraji panelu o_{4v} a o_{7v} musí splňovat podmínku:

$$o_{4v} \leq \min\left\{\frac{l_{b5}}{3}; 150 \text{ mm}\right\}, o_{7v} \leq \min\left\{\frac{l_{b5}}{3}; 150 \text{ mm}\right\}. \quad (159)$$

- Kotevní délka svislých prutů KARI sítě při horním i při dolním okraji panelu l_{b4} , l_{b7} (obr. 166, 167) musí splňovat podmínku:

$$l_{b4} \geq \max\{10 \cdot \phi_4; 100 \text{ mm}\}, l_{b7} \geq \max\{10 \cdot \phi_7; 100 \text{ mm}\}, \quad (160)$$

kde je:

ϕ_4 průměr svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu,

ϕ_7 průměr svislých prutů KARI sítě při dolním okraji panelu.

6.2.8 Závěr

Byly definovány vztahy pro posouzení pevnosti svislé výztuže pod přepravními úchyty, vodorovné výztuže při horním okraji panelu přenášející příčné tahové síly, vodorovné a svislé výztuže lemující okraje panelu, vodorovné výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty, svislé výztuže v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty, svislé výztuže v oblasti vodorovných přesahů svislé a vodorovné lemovací výztuže.

Dále byly určeny vztahy pro přibližné stanovení šířky trhlin vznikající pod přepravními úchyty v důsledku svislé manipulační síly a šířky trhliny vznikající ve vodorovné výztuži při horním okraji panelu v důsledku příčných tahových sil.

Popsaný systém vyztužení je využíván v rámci výrobního programu firmy S.O.K. stavební. Lze konstatovat, že se jedná o unikátní způsob vyztužení prefabrikovaných stěn ze slabě vyztuženého betonu.

6.3 PŘÍKLAD VÝPOČTU ÚNOSNOSTI STĚNY Z PROSTÉHO BETONU

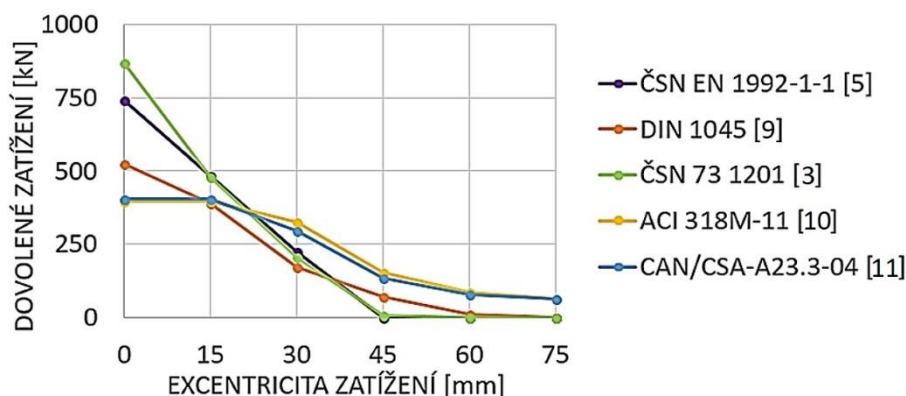
Cílem kapitoly je srovnání přístupů k výpočtu únosnosti stěny z prostého betonu uvedených v české normě ČSN EN 1992-1-1 [5], německé normě DIN 1045 [9], americké normě ACI 318M-11 [10], kanadské normě CAN/CSA-A23.3-04 [11] a v již neplatné československé normě ČSN 73 1201 : 1988 [3]. Za tímto účelem byl proveden výpočet návrhové svislé síly na mezi únosnosti stěny z prostého betonu s následujícími parametry:

- Beton stěny odpovídá pevnostní třídě betonu C 20/25 dle normy [5].
- Světlá výška stěny je uvažována $l_c = 2,8$ m, šířka stěny činí $b = 1,0$ m a tloušťka stěny (výška průřezu stěny) je $t = 0,15$ m.
- Stěna je kloubově uložena a tedy není zabráněno rotaci na koncích stěny.
- Výstřednost svislé síly prvního řádu je uvažována $e_1 = 0$ mm, $e_2 = \frac{t}{10} = 15$ mm, $e_3 = \frac{2t}{10} = 30$ mm, $e_4 = \frac{3t}{10} = 45$ mm, $e_5 = \frac{4t}{10} = 60$ mm, $e_6 = \frac{5t}{10} = 75$ mm.
- Poměr mezi stálým zatížením a nahodilým zatížením byl uvažován hodnotou 1,0.

Výpočet svislé síly na mezi únosnosti pro zvolené varianty výstřednosti zatížení prvního řádu je zřejmý z přílohy D. Pro srovnání bylo zvoleno dovolené zatížení, které bylo vypočítáno vydělením síly na mezi únosnosti součinitelem bezpečnosti zatížení. Výpočet dovoleného zatížení je zřejmý z přílohy E. Srovnání velikosti dovoleného zatížení vypočítaného pro zvolené varianty výstřednosti je uvedeno na obr. 168.

Bylo zjištěno, že dovolené zatížení (svislá síla) vypočítané pro zvolené varianty výstřednosti zatížení se pro jednotlivé normy značně liší z následujících důvodů:

- Předpisy [10] a [11] na rozdíl od předpisů [5] a [9] umožňují využít pro stanovení únosnosti tlačných prvků z prostého betonu i tahové pevnosti betonu. Z tohoto důvodu je dovolené zatížení stěny z prostého betonu pro excentricitu $e_3 = 30$ mm, $e_4 = 45$ mm, $e_5 = 60$ mm, $e_6 = 75$ mm vyšší dle [10] a [11] než dle [5] a [9].
- Předpisy [10] a [11] předpisují minimální excentricitu zatížení rovnou $\frac{1}{10}$ tloušťky stěny. Proto je dovolené zatížení stěny z prostého betonu pro excentricitu $e_1 = 0$ mm stanovené dle [10] a [11] nižší než dovolené zatížení dle [5], [9] a [3].



Obr. 168 Dovolené namáhání stěny z prostého betonu

7 PŘÍKLAD NÁVRHU STĚNOVÉHO PANELU ZE SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

Cílem kapitoly je ověření vztahů pro posouzení stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu uvedených v kap. 6. Ověření proběhlo na běžném panelu z hlediska tvaru, pevnostní třídy použitého betonu a výztuže.

7.1 POPIS PANELU

Byl zvolen panel s následujícími parametry:

- Beton stěnového panelu odpovídá pevnostní třídě C 30/37 s předpokladem, že tlaková pevnost betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu dosáhne hodnoty $f_{ck} = 15$ MPa a tlaková pevnost betonu v době převozu panelu na staveniště bude $f_{ck} = 25$ MPa. Použitý cement je třídy N.
- Výška panelu $h = 2,7$ m, délka panelu $l = 6,0$ m a tloušťka panelu $t = 0,15$ m.
- Stěna je po zabudování v konstrukci kloubově uložena a tedy není zabráněno rotaci na koncích stěny.
- Část panelu přesahující při přepravě přes přepravní stojan $p = 0,5$ m.
- Osová vzdálenost podpor (dřevěných hranolů) při přepravě $o = 1,5$ m.
- Šířka podpor (dřevěných hranolů) při přepravě $r = 100$ mm.
- Osová vzdálenost přepravních popruhů $z = 2,0$ m.
- Šířka přepravního popruhu $b = 50$ mm.
- Úhel směru dráhy přepravního popruhu s vodorovnou rovinou $\alpha = 70,8^\circ$.
- Úhel střednicové roviny panelu s vodorovnou rovinou při přepravě $\beta = 85,0^\circ$.
- Návrhová síla v přepravním popruhu $F = 4,0$ kN.
- Relativní vlhkost okolního prostředí $RH = 50$ %.

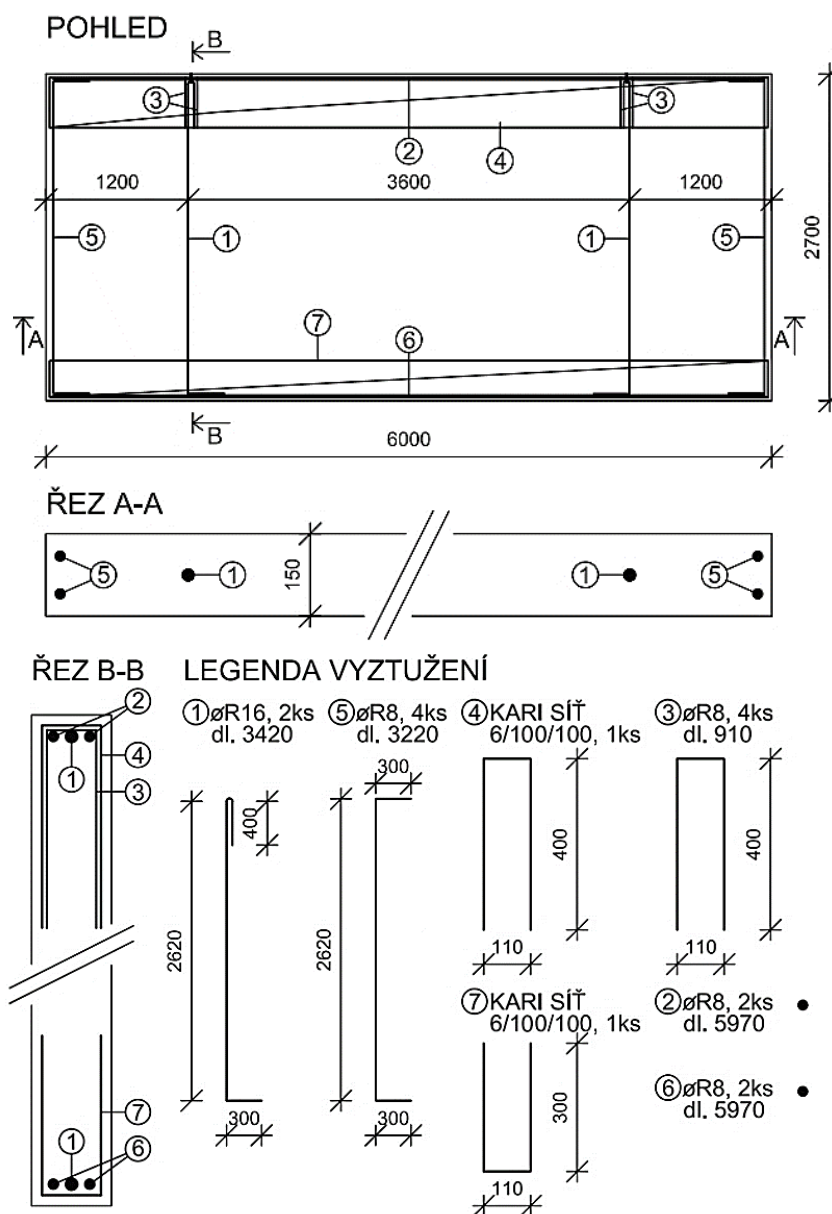
Pro model zatížení stěny prefabrikovaného panelu ze slabě vyztuženého betonu byly přijaty tyto předpoklady:

- Objemová hmotnost slabě vyztuženého betonu $\gamma_c = 24,0$ kN. m⁻³.
- Po zabudování v konstrukci je panel zatížen stálým zatížením o charakteristické hodnotě $g = 90$ kN. m⁻¹ působícím s excentricitou $e_g = 30$ mm, užitným zatížením působícím jako svislá liniová síla $q = 20$ kN. m⁻¹ v charakteristické hodnotě s excentricitou $e_q = 30$ mm a sáním větru působícím jako plošné vodorovné zatížení o charakteristické hodnotě $w_e = 1,0$ kN. m⁻² (zatížení odpovídá fasádnímu stěnovému panelu nejnižšího podlaží pětipodlažního objektu, rozpon stropních panelů 4,5 m, zatížení podlahou 1,0 kN. m⁻², užitné zatížení 1,5 kN. m⁻²).
- Dovolena šířka trhliny $w_{k,lim} = 0,1$ mm (kritérium odpovídá trhlině viditelné pouhým okem a jedná se tedy o limitní hodnotu pro stěny opatřené pouze nátěrem bez omítky).

Byla navržena následující manipulační výztuž panelu:

- Svislá výztuž pod přepravními úchyty procházející přes celou výšku panelu, průměr výztuže $\phi_1 = 16$ mm (položka 1, obr. 169) v kombinaci s přepravním úchytem TPA-FZ 4,0-12 dle návodu HALFEN [6].

- Vodorovná lemovací výztuž při horním okraji panelu $\phi_2 = 8$ mm (položka 2, obr. 169), lemovací výztuž ve tvaru písmene “U” při horním okraji panelu $\phi_3 = 8$ mm (položka 3, obr. 169), vodorovná lemovací výztuž při dolním okraji panelu $\phi_6 = 8$ mm (položka 6, obr. 169).
- Svislá lemovací výztuž $\phi_5 = 8$ mm (položka 5, obr. 169).
- Ohnutá síť KARI při horním okraji panelu (položka 4, obr. 169) $\phi_4 = 6$ mm.
- Ohnutá síť KARI při dolním okraji panelu (položka 7, obr. 169) $\phi_7 = 6$ mm.
- Výztuž je pevnostní třídy B500B, modul pružnosti výztuže $E_s = 200$ GPa.



Obr. 169 Navržená výztuž slabě vyztuženého panelu

Pro návrh panelu jsou rozhodující posudky:

- betonu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu,
- betonu v průběhu přepravy na staveniště,
- betonu ve finálním stadiu působení,

- svislé výztuže pod přepravními úchyty, vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu, lemovací výztuže ve tvaru písmene "U" při horním okraji panelu, vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu, svislé lemovací výztuže, ohnuté sítě KARI při horním okraji panelu a ohnuté sítě KARI při dolním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu,
- ohnuté sítě KARI při horním okraji panelu ve finálním stavu působení.

7.2 POSOUZENÍ BETONU V PRŮBĚHU VYJMU TÍ Z BETONÁŽNÍHO STOLU

Předpokládaná tlaková pevnost betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu činí $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$, což dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] odpovídá stáří betonu $t = 3 \text{ dny}$. Odpovídající tahová pevnost betonu činí za předpokladu přírůstku dle normy [5] $f_{ctk,0,05} = 1,21 \text{ MPa}$, odpovídající hodnota modulu pružnosti $E_{cm} = 28,29 \text{ GPa}$. Poměrné smrštění betonu pro stáří 3 dny činí dle normy [5] $\varepsilon_{cs} = 0,02 \text{ ‰}$ (hodnota stanovena pro pevnostní třídu betonu C 30/37, cement třídy N, panel vysychající z jedné strany).

V souladu s kap. 6.1.5 je zapotřebí stanovit napětí, které vzniká v prefabrikovaném panelu v důsledku smršťování betonu například pomocí lineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru SCIA Engineer. Výpočet průměrů ocelových prutů reprezentujících výztužné vložky je patrný z tab. 17. Statické schéma panelu ze slabě vyztuženého betonu zatíženého smrštěním betonu je zřejmé z obr. 170. Napětí v betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu je zřejmé z obr. 171 a z obr. 172. Hodnoty napětí je vhodné odečíst v místech vzdálených od výztužných vložek vždy alespoň o dvojnásobek tloušťky panelu z důvodu eliminace špiček napětí.

Napětí, které vzniká v prefabrikovaném panelu v důsledku smršťování betonu, lze zohlednit například prostřednictvím redukce návrhové tahové pevnosti betonu. Hodnotu tahové pevnosti betonu dosaženou v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu lze určit pomocí vztahu (63). Redukovanou tahovou pevnost betonu lze vypočítat:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} - \gamma_{SH} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2),$$

$$f_{ctd} = \frac{0,8 \cdot 1,21}{2,5} - 1,5 \cdot (0,010 + 0,005) = 0,365 \text{ MPa}.$$

Hodnotu plošného zatížení vlastní tíhou panelu včetně dynamického součinitele v průběhu vyjmutí z betonážního stolu lze vypočítat v souladu se vztahem (57) jako:

$$g = \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} = 24,0 \cdot 0,15 \cdot 1,3 = 4,68 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

Délku náhradní vodorovné liniové podpory lze stanovit pomocí lineárního modelu vytvořeného například v softwaru SCIA Engineer jako $h_n = 1,20 \text{ m}$ (obr. 173).

Hlavní napětí v blízkosti náhradní liniové podpory musí splňovat podmínku definovanou vztahem (76):

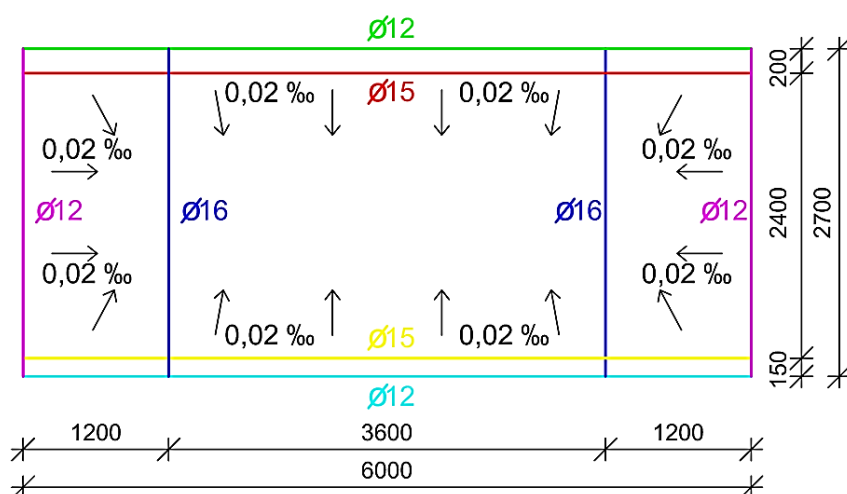
$$\sigma_1 + \sigma_2 = f_{ctd},$$

$$0,224 + 0,145 = 0,369 \text{ MPa} \approx 0,365 \text{ MPa}, \text{ PLATÍ.}$$

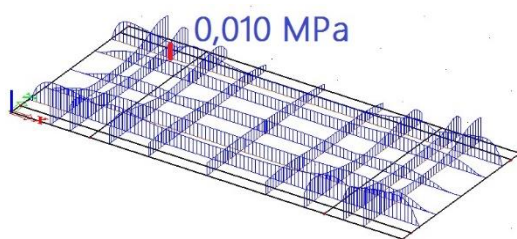
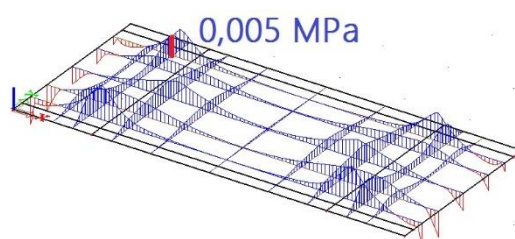
Napětí v panelu při zvolené délce náhradní liniové podpory je zřejmé z obr. 174 a z obr. 175.

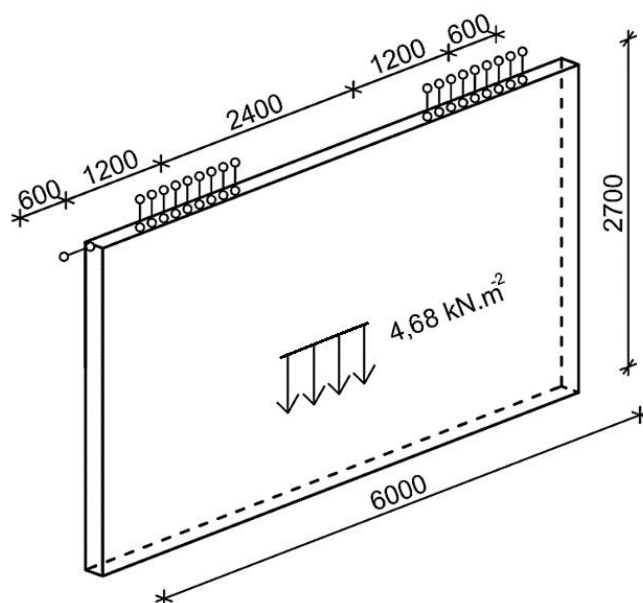
Tab. 17 Průměr ocelových prutů reprezentujících výztužné vložky

vložka	1	2	4	5	6	7
ϕ [mm]	16	8	6	8	8	6
p [ks]	1	2	6	2	2	6
$A_{si} = \frac{3,14}{4} \cdot \phi^2 \cdot p$ [mm ²]	201	157	170	157	157	170
$\phi_i = \sqrt{\frac{4}{3,14} \cdot A_{si}}$ [mm]	16	12	15	12	12	15

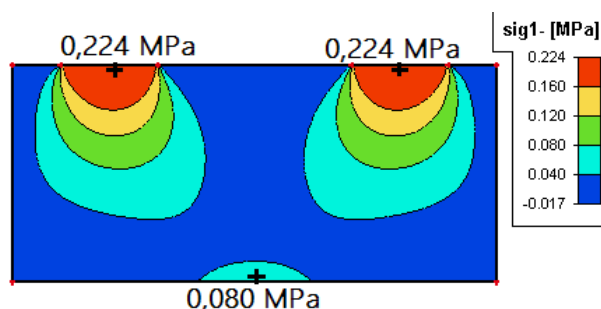
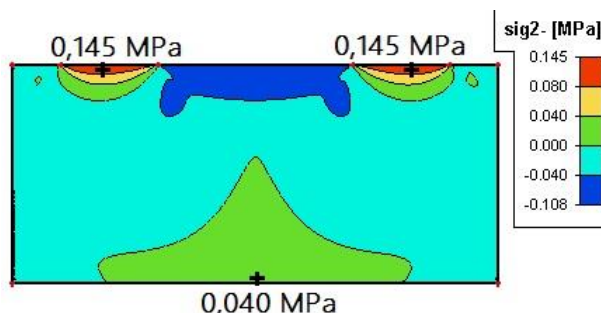


Obr. 170 Statické schéma slabě vyztuženého panelu zatíženého zkrácením

Obr. 171 Napětí σ_1 , $t = 3$ dny,
 $E_{cm} = 29,29$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,02$ ‰Obr. 172 Napětí σ_2 , $t = 3$ dny,
 $E_{cm} = 29,29$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,02$ ‰



Obr. 173 Statické schéma stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu

Obr. 174 Napětí σ_1 v průběhu vyjmutí z betonážního stoluObr. 175 Napětí σ_2 v průběhu vyjmutí z betonážního stolu

Posouzení napětí pod přepravními úchyty lze provést pomocí vztahů (74) a (75) uvedených v kap. 6.1.3:

$$h_n \geq a_{min} = \frac{F_z}{t \cdot f_{ctd}},$$

$$1,2 \text{ m} \geq a_{min} = \frac{0,15 \cdot 6 \cdot 2,7 \cdot 4,68 \cdot 10^3 \cdot 0,5}{0,15 \cdot 0,359 \cdot 10^6} = 0,1 \text{ m},$$

$$h_n \leq a_{max} = \min\{l_{v1}; m\} + \min\left\{l_{v1}; \frac{v}{2}\right\},$$

$$1,2 \text{ m} \leq a_{\max} = \min\{2,65; 1,2\} + \min\left\{2,65; \frac{3,6}{2}\right\} = 3,0 \text{ m},$$

VYHOVÍ.

Posouzení napětí uprostřed rozpětí panelu je možné provést pomocí vztahu (61):

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_{ctd},$$

$$0,080 + 0,040 \leq 0,355 \text{ MPa},$$

$$0,120 \text{ MPa} \leq 0,355 \text{ MPa}, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.3 POSOUZENÍ BETONU V PRŮBĚHU PŘEPRAVY

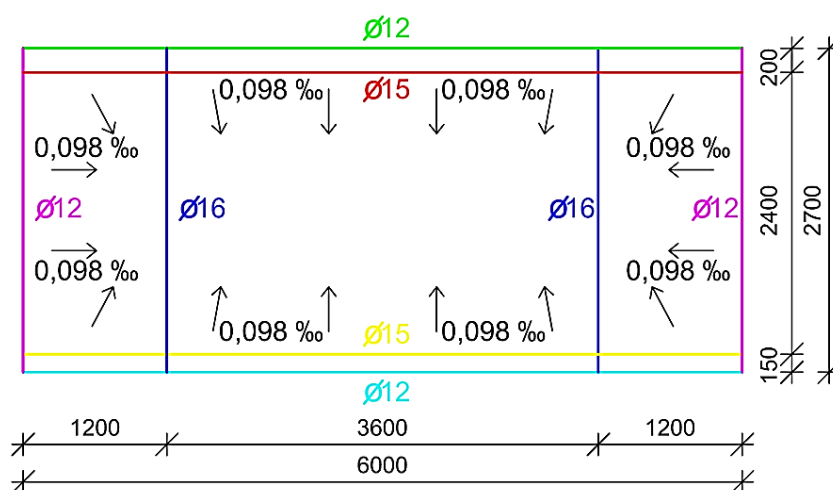
Předpokládaná tlaková pevnost betonu v době přepravy panelu činí $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, což dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] odpovídá stáří betonu $t = 14 \text{ dnů}$. Odpovídající tahová pevnost betonu činí za předpokladu přírůstku dle normy [5] $f_{ctk,0,05} = 1,83 \text{ MPa}$, odpovídající hodnota modulu pružnosti $E_{cm} = 31,99 \text{ GPa}$. Poměrné smrštění betonu pro stáří 14 dnů činí dle normy [5] $\varepsilon_{cs} = 0,098 \text{ ‰}$ (hodnota stanovena pro pevnostní třídu betonu C 30/37, cement třídy N, panel vysychající z obou stran).

V souladu s kap. 6.1.5 je opět zapotřebí stanovit napětí, které vzniká v prefabrikovaném panelu v důsledku smršťování betonu například pomocí lineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru SCIA Engineer. Výpočet průměrů náhradních ocelových prutů reprezentujících výztužné vložky je patrný z tab. 17. Statické schéma panelu ze slabě vyztuženého betonu zatíženého smrštěním betonu je zřejmé z obr. 176. Napětí v betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu je patrné z obr. 177 a z obr. 178.

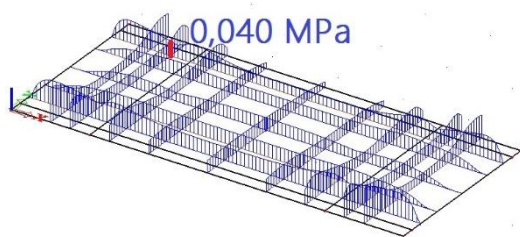
Napětí, které vzniká v prefabrikovaném panelu v důsledku smršťování betonu, lze zohlednit například prostřednictvím redukce návrhové tahové pevnosti betonu. Hodnotu tahové pevnosti betonu dosaženou v čase vyjmutí panelu z betonážního stolu lze určit pomocí vztahu (63). Redukovanou tahovou pevnost betonu lze vypočítat:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05,1}}{\gamma_c} - \gamma_{SH} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2),$$

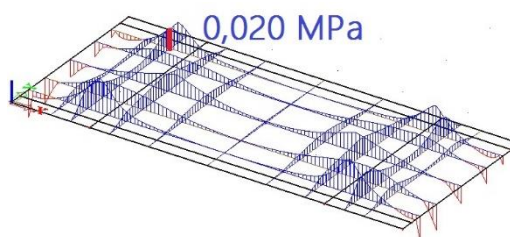
$$f_{ctd} = \frac{0,8 \cdot 1,83}{1,5} - 1,5 \cdot (0,040 + 0,020) = 0,886 \text{ MPa}.$$



Obr. 176 Statické schéma slabě vyztuženého panelu zatíženého zkrácením



Obr. 177 Napětí σ_1 , $t = 14$ dnů,
 $E_{cm} = 31,99 \text{ GPa}$, $\varepsilon_{cs} = 0,098 \text{ ‰}$



Obr. 178 Napětí σ_2 , $t = 14$ dnů,
 $E_{cm} = 31,99 \text{ GPa}$, $\varepsilon_{cs} = 0,098 \text{ ‰}$

Návrhovou hodnotu velikosti složky přítláčné síly kolmé ke střednicové rovině F_k lze stanovit pomocí vztahu (82) jako:

$$F_k = F \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos \alpha)} \cdot \cos(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta) \cdot \psi_{dyn},$$

$$F_k = 4,0 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos 70,8)} \cdot \cos(90 + 0,5 \cdot 70,8 - 85,0) \cdot 1,3 = 4,59 \text{ kN}.$$

Intenzitu síly F_k lze stanovit vzhledem k šířce přepravního popruhu b dle vztahu (85):

$$i_{Fk} = \frac{F_k}{b} = \frac{4,59}{0,05} = 91,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Návrhovou hodnotu velikosti složky přítláčné síly rovnoběžné se střednicovou rovinou F_o lze vypočítat dle vztahu (83):

$$F_o = F \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos \alpha)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta) \cdot \psi_{dyn},$$

$$F_o = 4,0 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos 70,8)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot 70,8 - 85,0) \cdot 1,3 = 3,90 \text{ kN}.$$

Intenzitu síly F_o lze stanovit vzhledem k šířce přepravního popruhu b dle vztahu (85):

$$i_{Fo} = \frac{F_o}{b} = \frac{3,90}{0,05} = 78,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Návrhovou hodnotu velikosti místního momentového účinku přítláčné síly lze určit pomocí vztahu (84):

$$M_o = \frac{F \cdot t \cdot \sqrt{2(1 - \cos \alpha)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot \alpha - \beta)}{2} \cdot \psi_{dyn},$$

$$M_o = \frac{4,0 \cdot 0,15 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \cos 70,8)} \cdot \sin(90 + 0,5 \cdot 70,8 - 85,0)}{2} \cdot 1,3 = 0,29 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Intenzitu místního momentového účinku M_o lze stanovit vzhledem k šířce přepravního popruhu b dle vztahu (85):

$$i_{Mo} = \frac{M_o}{b} = \frac{0,29}{0,05} = 5,8 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Návrhovou hodnotu velikosti složky tíhy panelu rovnoběžné se střednicovou rovinou panelu g_o lze vypočítat dle vztahu (87):

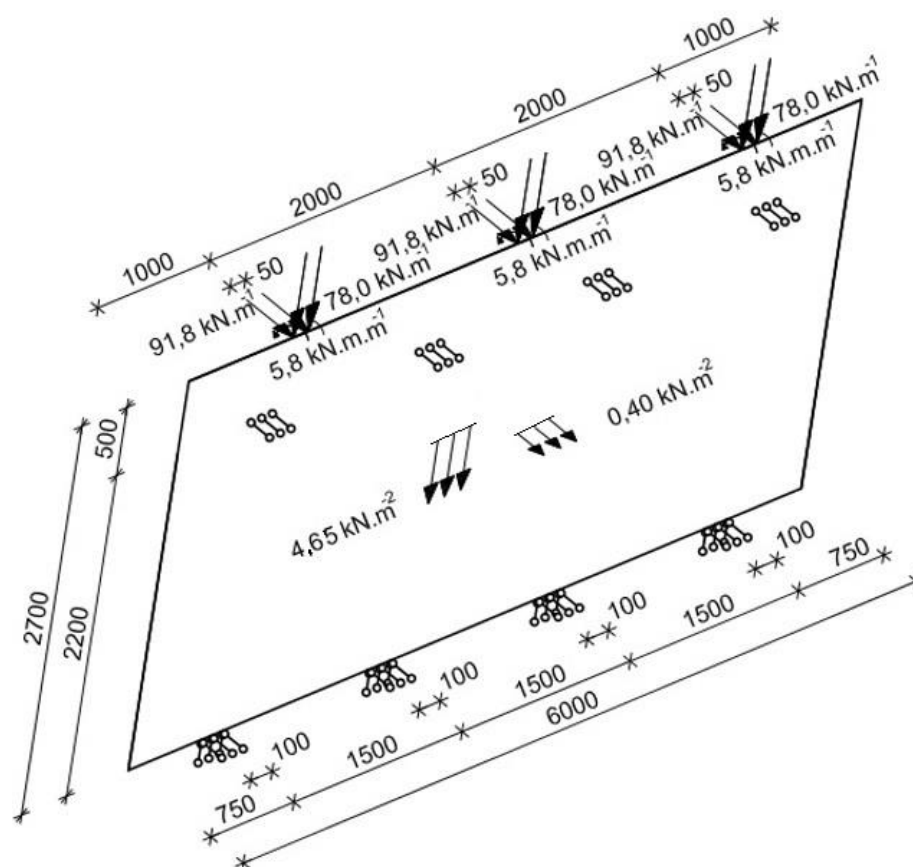
$$g_o = \gamma_c \cdot t \cdot \sin \beta \cdot \psi_{dyn} = 24,0 \cdot 0,15 \cdot \sin 85,0 \cdot 1,3 = 4,65 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

Návrhovou hodnotu velikosti složky tíhy panelu kolmé ke střednicové rovině panelu g_k lze stanovit dle vztahu (88) jako:

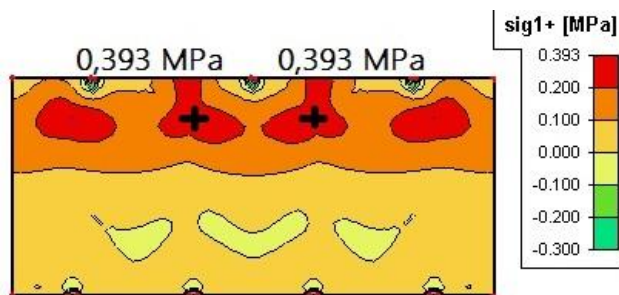
$$g_k = \gamma_c \cdot t \cdot \cos \beta \cdot \psi_{dyn} = 24,0 \cdot 0,15 \cdot \cos 85,0 \cdot 1,3 = 0,40 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

Statické schéma panelu v průběhu přepravy na staveniště a působící zatížení je uvedeno na obr. 179. Hlavní napětí na povrchu panelu vzdálenějším od přepravního stojanu je patrné z obr. 180 a 181. Hlavní napětí na povrchu panelu bližším k přepravnímu

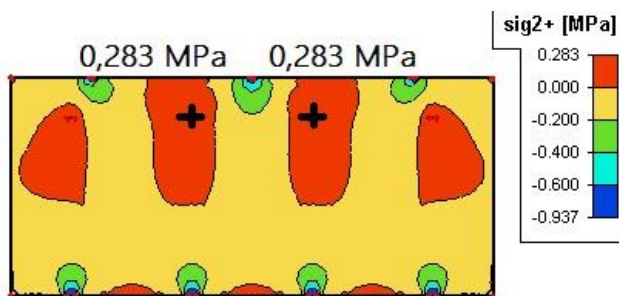
stojanu lze najít na obr. 182 a 183. Napětí ve výztuži nedosahovalo významných hodnot, protože nedošlo k překročení pevnosti betonu v tahu (nedošlo k aktivaci výztuže).



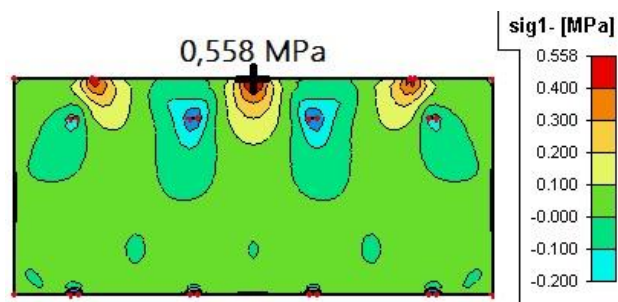
Obr. 179 Statické schéma panelu v průběhu převozu na stavenišť



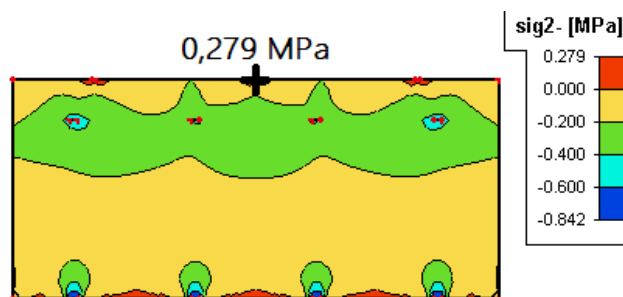
Obr. 180 Hlavní napětí σ_1 na povrchu panelu vzdálenějším od přepravního stojanu



Obr. 181 Hlavní napětí σ_2 na povrchu panelu vzdálenějším od přepravního stojanu



Obr. 182 Hlavní napětí σ_1 na povrchu panelu bližším k přepravnímu stojanu



Obr. 183 Hlavní napětí σ_2 na povrchu panelu bližším k přepravnímu stojanu

Posouzení napětí v betonu na povrchu vzdálenějším od přepravního stojanu panelu je možné provést pomocí vztahu (61):

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_{ctd},$$

$$0,393 + 0,238 \leq 0,886 \text{ MPa},$$

$$0,631 \text{ MPa} \leq 0,886 \text{ MPa}, \text{ VYHOVÍ.}$$

Posouzení napětí v betonu na povrchu vzdálenějším od přepravního stojanu panelu je možné dle vztahu (61):

$$|\sigma_1| + |\sigma_2| \leq f_{ctd},$$

$$0,558 + 0,279 \leq 0,886 \text{ MPa},$$

$$0,837 \text{ MPa} \leq 0,886 \text{ MPa}, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.4 POSOUZENÍ BETONU PANELU VE FINÁLNÍM STADIU PŮSOBNÍ

Posouzení betonu panelu ve finálním stavu působení lze provést dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] (také kap. 6.3). Návrhovou normálovou sílu lze vypočítat jako:

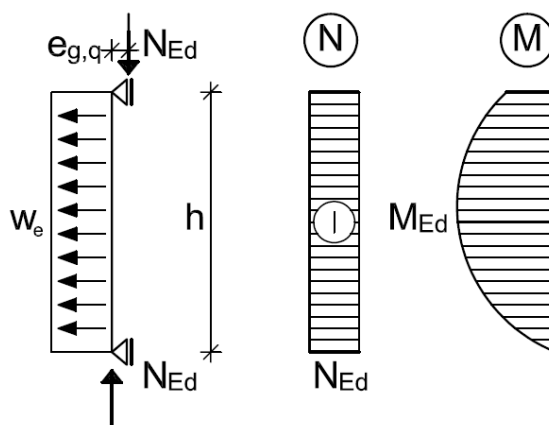
$$N_{Ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 90 + 1,5 \cdot 20 = 151,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Návrhový ohybový moment lze konzervativně stanovit jako:

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot g \cdot e_g + 1,5 \cdot q \cdot e_q + 1,5 \cdot \frac{1}{8} \cdot w_e \cdot h^2,$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 90 \cdot 0,03 + 1,5 \cdot 20 \cdot 0,03 + \frac{1}{8} \cdot 1,0 \cdot 2,7^2 = 5,46 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Statické schéma panelu ve finálním stavu působení je zřejmé z obr. 184.



Obr. 184 Statické schéma panelu ve finálním stavu působení

Výstřednost prvního řádu, přídatnou výstřednost pokrývající účinky geometrických imperfekcí a celkovou výstřednost lze stanovit jako:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{5,46}{151,5} = 0,036 \text{ m},$$

$$e_i = \frac{l_o}{400} = \frac{h}{400} = \frac{2,7}{400} = 0,00675 \text{ m},$$

$$e_0 = e_0 + e_i = 0,036 + 0,00675 = 0,043 \text{ m}.$$

Součinitel, kterým se zohledňuje výstřednost, včetně účinků druhého řádu a běžných účinků dotvarování, lze vypočítat dle vztahu:

$$\phi = \min \left\{ 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \cdot \frac{l_o}{h_w}; 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right\},$$

$$\phi = \min \left\{ 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0,043}{0,15} \right) - 0,02 \cdot \frac{2,7}{0,15}; 1 - 2 \cdot \frac{0,043}{0,15} \right\} = 0,126.$$

Návrhová tlaková pevnost prostého betonu má hodnotu:

$$f_{cd,pl} = \frac{\alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \cdot 30}{1,5} = 16 \text{ MPa}.$$

Návrhovou normálovou sílu na mezi únosnosti stěny z prostého betonu lze stanovit:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \phi = 1,0 \cdot 0,15 \cdot 16 \cdot 10^6 \cdot 0,126 = 302,4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Posouzení normálové síly působící na panel ve finálním stavu působení:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd},$$

$$151,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \leq 302,4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.5 POSOUZENÍ VÝZTUŽE

7.5.1 Posouzení svislé výztuže pod přepravními úchyty

Posouzení svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 169) je možno provést dle kap. 6.2.1. Pro návrh výztuže je rozhodující namáhání v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu. Je zapotřebí stanovit sílu v přepravním úchytu dle vztahu (20):

$$F_z = \frac{F_G \cdot z \cdot \psi_{dyn}}{n} = \frac{t \cdot h \cdot l \cdot \gamma_c \cdot z \cdot \psi_{dyn}}{n} = \frac{0,15 \cdot 2,7 \cdot 6,0 \cdot 24 \cdot 0,1 \cdot 0,1 \cdot 3}{2} = 37,91 \text{ kN}.$$

Plocha svislé výztuže pod přepravními úchyty musí dle vztahu (89) splňovat podmínku:

$$A_{s1} \geq \frac{F_z}{f_{yk}/\gamma_s},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 0,016^2 \geq \frac{37,91 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^6 / 2,5},$$

$$209,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 189,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.}$$

Kotevní délka svislé výztuže l_{b1a} musí dle vztahu (90) splňovat podmínku:

$$l_{b1a} \geq \max \left\{ \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{s1}}{f_{bd1}}; 10 \cdot \phi_1; 100 \text{ mm} \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{16}{4} \cdot \frac{37,91 \cdot 10^3 / 2}{209,6}; 10 \cdot 16; 100 \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq 332 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.}$$

Kotevní délka svislé výztuže l_{b1b} musí dle vztahu (93) splňovat podmínku:

$$l_{b1b} \geq \max \left\{ \frac{\phi_1}{4} \cdot \frac{\sigma_{s2}}{f_{bd}}; 10 \cdot \phi_1; 100 \text{ mm} \right\},$$

$$300 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{16}{4} \cdot \frac{0,0}{209,6}; 10 \cdot 16; 100 \right\},$$

$$300 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.}$$

Charakteristická šířka trhliny pod přepravním úchytem w_{k1} musí splňovat podmínku definovanou vztahem (95):

$$w_{k1} \leq w_{k,lim},$$

$$0,023 \cdot \frac{F_z^2}{\phi_1^3 \cdot E_s \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}} \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,023 \cdot \frac{(37,91 \cdot 10^3)^2}{0,016^3 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,21 \cdot 10^6} \cdot 10^3 \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,03 \text{ mm} \leq 0,1 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.5.2 Posouzení vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu

Posouzení vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu (položka 2, obr. 169) je zapotřebí provést dle kap. 6.2.2 s ohledem na příčné tahové síly vznikající pod přepravními úchyty v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu a dle kap. 6.2.5 s ohledem na možnost vzniku průběžných svislých trhlin nebo průběžných vodorovných trhlin přibližně ve třetinách výšky panelu při ztrátě celistvosti.

Posouzení s ohledem na příčné tahové síly pod přepravními úchyty

Velikost příčné síly pod přepravními úchyty lze vypočítat dle vztahu (109) jako:

$$T_2 = \frac{3 \cdot F_z}{8} = \frac{3 \cdot 37,91 \cdot 10^3}{8} = 14,22 \text{ kN}.$$

Plocha vodorovné výztuže při horním okraji panelu musí dle vztahu (110) splňovat podmínku:

$$A_{s2} \geq \frac{T_2}{f_{yk}/\gamma_s},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 2,0,008^2 \geq \frac{14,22 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^6 / 2,5},$$

$$100,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 71,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ}$$

Charakteristická šířka svislé trhliny pod přepravním úchytem w_{k2} vznikající v důsledku síly T_2 musí dle vztahu (111) splňovat podmínku:

$$w_{k2} \leq w_{k,lim},$$

$$0,045 \cdot \frac{T_2^2}{\phi_2^3 \cdot E_s \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}} \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,045 \cdot \frac{(14,22 \cdot 10^3)^2}{0,008^3 \cdot 200 \cdot 10^9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,21 \cdot 10^6} \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,07 \text{ mm} \leq 0,1 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ}.$$

Posouzení s ohledem na možnost vzniku trhlin při ztrátě celistvosti panelu

Rameno vnitřních sil lze určit podle vztahu (143):

$$z_{2s} = 0,85 \cdot l_2 = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ m}, \text{ pro } \frac{h_p}{l_2} > 2,0, \frac{2,7}{1,2} > 2,0, 2,25 > 2,0, \text{ PLATÍ}.$$

Plocha vodorovné výztuže při horním okraji panelu musí dle vztahu (154) splňovat:

$$A_{s2} \geq \max \left\{ \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_2^2 \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_{yk} \cdot z_{2s}}; \frac{0,4 \cdot t \cdot (l_1 + 2 \cdot l_2) \cdot h_p \cdot \gamma_c \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_2 \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_2 - \frac{\phi_2}{2} \right)} \right\},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 2,0,008^2 \geq$$

$$\geq \max \left\{ \frac{2,7 \cdot 24,0 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 1,2^2 \cdot 1,0}{2 \cdot 500 \cdot 10^6 \cdot 1,02}; \frac{0,4 \cdot 0,15 \cdot (3,6 + 2 \cdot 1,2) \cdot 2,7 \cdot 24,0 \cdot 10^3 \cdot 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,0}{500 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot \left(\frac{2,7}{3} - 0,015 - \frac{0,008}{2} \right)} \right\},$$

$$100,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 91,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ}.$$

7.5.3 Posouzení lemovací výztuže ve tvaru písmene "U" při horním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu

Posouzení lemovací výztuže ve tvaru písmene "U" při horním okraji panelu (položka 3, obr. 169) je zapotřebí provést dle kap. 6.2.2 s ohledem na příčné tahové síly vznikající pod přepravními úchyty. Pro návrh výztuže je rozhodující namáhání v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu.

Velikost příčné síly pod přepravními úchyty lze vypočítat dle vztahu (109) jako:

$$T_3 = \frac{3 \cdot F_z}{8} = \frac{3 \cdot 37,91 \cdot 10^3}{8} = 14,22 \text{ kN}.$$

Plocha výztuže ve tvaru písmene "U" při horním okraji panelu musí dle vztahu (119) splňovat podmínku:

$$A_{s3} \geq \frac{T_3}{f_{yk}/\gamma_s},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 20,008^2 \geq \frac{14,22 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^6 / 2,5},$$

$$100,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 71,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ}$$

Kotevní délka svislé výztuže ve tvaru písmene "U" l_{b3} musí dle vztahu (120) splňovat podmínku:

$$l_{b3} \geq \max \left\{ \frac{\phi_3}{4} \cdot \frac{\sigma_{s3}}{f_{bd3}}; 10 \cdot \phi_3; 100 \text{ mm} \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{8}{4} \cdot \frac{\frac{14,22 \cdot 10^3}{100,5}}{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,21}{2,5}}; 10 \cdot 8; 100 \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq 259 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ}.$$

Charakteristická šířka trhliny pod přepravním úchytem w_{k3} musí dle vztahu (122) splňovat podmínku:

$$w_{k3} \leq w_{k,lim},$$

$$0,637 \cdot \frac{t \cdot T_3}{\phi_3^2 \cdot E_s} \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,637 \cdot \frac{0,15 \cdot 14,22 \cdot 10^3}{0,008^2 \cdot 200 \cdot 10^9} \leq 0,1 \text{ mm},$$

$$0,1 \text{ mm} \leq 0,1 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ}.$$

7.5.4 Posouzení vodorovné lemovací výztuže při dolním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu

Posouzení vodorovné lemovací výztuže (položka 6, obr. 169) při dolním okraji panelu je zapotřebí provést dle kap. 6.2.5 s ohledem na možnost vzniku průběžných svislých trhlin podél svislé výztuže pod přepravními úchyty nebo průběžných vodorovných trhlin přibližně ve třetinách výšky panelu při ztrátě celistvosti.

Rameno vnitřních sil lze určit podle vztahu (146):

$$z_{6s} = 0,3 \cdot h_p \cdot \left(3 - \frac{h_p}{l_1}\right) = 0,3 \cdot 2,7 \cdot \left(3 - \frac{2,7}{3,6}\right) = 1,82 \text{ m},$$

$$\text{pro } 0,5 \leq \frac{h_p}{l_1} \leq 1,0, 0,5 \leq \frac{2,7}{3,6} \leq 1,0, 0,5 \leq 0,75 \leq 1,0, \text{ PLATÍ.}$$

Plocha vodorovné výztuže při horním okraji panelu musí dle vztahu (155) splňovat:

$$A_{s6} \geq \max \left\{ \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_1^2 \cdot \gamma_s}{8 \cdot f_{yk} \cdot z_{6s}}; \frac{h_p \cdot \gamma_c \cdot t \cdot \Psi_{dyn} \cdot l_1^2 \cdot \gamma_s}{7,2 \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{h_p}{3} - c_6 - \frac{\phi_6}{2}\right)} \right\},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 2,0,008^2 \geq$$

$$\geq \max \left\{ \frac{2,7 \cdot 24,0 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 3,6^2 \cdot 1,0}{8 \cdot 500 \cdot 10^6 \cdot 1,82}; \frac{2,7 \cdot 24,0 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 3,6^2 \cdot 1,0}{7,2 \cdot 500 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{2,7}{3} - 0,015 - \frac{0,008}{2}\right)} \right\},$$

$$100,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 51,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.5.5 Posouzení svislé lemovací výztuže v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu

Posouzení svislé lemovací výztuže (položka 5, obr. 169) lze provést dle kap. 6.2.4. Pro návrh výztuže je rozhodující namáhání při vyjmutí panelu z betonážního stolu.

Plocha vodorovné výztuže při horním okraji panelu musí dle vztahu (137) splňovat:

$$A_{s5} \geq \frac{0,4 \cdot F_z}{f_{yk}/\gamma_s},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot 2 \cdot 0,008^2 \geq \frac{0,4 \cdot 37,91 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^6},$$

$$100,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 30,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.}$$

Délka přesahu svislé lemovací výztuže a vodorovné lemovací výztuže musí dle vztahu (138) splňovat podmínku:

$$l_{b5} \geq \max \left\{ 1,5 \cdot \frac{\phi_5}{4} \cdot \frac{\sigma_{s5}}{f_{bd5}}; 15 \cdot \phi_5; 200 \text{ mm} \right\},$$

$$300 \text{ mm} \geq \max \left\{ 1,5 \cdot \frac{8}{4} \cdot \frac{\frac{0,4 \cdot 37,12 \cdot 10^3}{100,5 \cdot 10^{-6}}}{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,21 \cdot 10^6}; 15 \cdot 8; 200 \text{ mm} \right\},$$

$$300 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.}$$

7.5.6 Posouzení ohnuté sítě KARI při horním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu a ve finálním stavu působení

Posouzení *svislých prutů* ohnuté KARI sítě při horním okraji panelu (položka 4, obr. 169) je zapotřebí provést s ohledem na:

- příčné tahové síly vznikající v hlavě panelu při působení svislého zatížení po zabudování v konstrukci uvedené v kap. 6.2.3,
- příčné tahové síly v místě stykování přesahem vodorovné a svislé lemovací výztuže popsané v kap. 6.2.7.

Vodorovné pruty ohnuté KARI sítě při horním okraji panelu je zapotřebí posoudit jako rozdělovací výztuž v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty v souladu s kap. 6.2.6. Pro návrh výztuže je rozhodující namáhání při vyjmutí panelu z betonážního stolu a finální stav působení panelu.

Posouzení svislých prutů s ohledem na příčné síly v hlavě panelu po zabudování v konstrukci

Velikost návrhové svislé síly N_{Ed} je stanovena v kap. 7.3. Velikost příčné síly v hlavě panelu lze konzervativně při zanedbání příznivého vlivu šířky uložení panelu vypočítat dle vztahu (131):

$$T_4 = \frac{F}{3} \cdot \frac{b-a}{b} = \frac{N_{Ed}}{3} \cdot \frac{b-a}{b} = \frac{151,5}{3} \cdot \frac{0,15-0}{0,15} = 50,5 \text{ kN}.$$

Plocha svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu musí dle vztahu (132) splňovat podmínku:

$$A_{s4v} \geq \frac{T_4}{f_{yk}/\gamma_s},$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot \frac{1,0}{0,10} \cdot 0,006^2 \geq \frac{50,5 \cdot 10^3}{500 \cdot 10^6/1,15},$$

$$283 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \geq 116 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.}$$

Kotevní délka svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu l_{b4} musí splňovat podmínku definovanou vztahem (133):

$$l_{b4} \geq \max \left\{ \frac{\phi_4}{4} \cdot \frac{\sigma_{s4}}{f_{bd4}}; 10 \cdot \phi_4; 100 \text{ mm} \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{6}{4} \cdot \frac{\frac{50,5 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4} \cdot \frac{1,0}{0,10} \cdot 0,006^2}}{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,0}{1,5}}; 10 \cdot 6; 100 \text{ mm} \right\},$$

$$400 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.}$$

Posouzení svislých prutů jako příčné výztuže stykování přesahem

Požadovaná plocha svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu v oblasti přesahu svislé a vodorovné lemovací výztuže musí splňovat podmínku dle vztahu (158):

$$\begin{aligned} A_{s4vp} &\geq 1,5 \cdot A_{s5}, \\ 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0,3}{0,1} \cdot 0,006^2 &\geq 1,5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2,0,008^2, \\ 169 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 &\geq 151 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

Osová vzdálenost svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu o_{4v} musí dle vztahu (159) splňovat podmínku:

$$\begin{aligned} o_{4v} &\leq \min \left\{ \frac{l_{b5}}{3}; 150 \text{ mm} \right\}, \\ o_{4v} &\leq \min \left\{ \frac{300}{3}; 150 \text{ mm} \right\}, \\ 100 \text{ mm} &\leq 100 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

Kotevní délka svislých prutů KARI sítě při horním okraji panelu l_{b4} musí dle vztahu (160) splňovat podmínku:

$$\begin{aligned} l_{b4} &\geq \max \{ 10 \cdot \phi_4; 100 \text{ mm} \}, \\ l_{b4} &\geq \max \{ 10 \cdot 6; 100 \text{ mm} \}, \\ 400 \text{ mm} &\geq 100 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

Posouzení vodorovných prutů jako rozdělovací výztuže

Požadovaná plocha vodorovných prutů KARI sítě při horním okraji panelu v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty musí dle vztahu (156) splňovat:

$$\begin{aligned} A_{s4h} &\geq \max \left\{ 0,0013 \cdot b \cdot d; 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \right\}, \\ &\frac{\pi}{4} \cdot \frac{1,0}{0,10} \cdot 0,006^2 \geq \\ &\geq \max \left\{ 0,0013 \cdot 1,0 \cdot \left(0,15 - 0,015 - \frac{0,006}{2} \right); 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1,0 \cdot \left(0,15 - 0,015 - \frac{0,006}{2} \right) \right\}, \\ 283 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 &\geq 199 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

Je zapotřebí, aby oblast vyztužená vodorovnou výztuží byla ve svislém směru alespoň stejně dlouhá jako oblast kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty. Dle vztahu (157) tedy musí platit:

$$\begin{aligned} l_{b4} &\geq l_{b1a}, \\ 400 \text{ mm} &\geq 400 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

7.5.7 Posouzení ohnuté sítě KARI při dolním okraji panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu

Svislé pruty ohnuté KARI sítě umístěné při dolním okraji panelu (položka 7, obr. 169) je nutné posoudit s ohledem na skutečnost, že svislé pruty KARI sítě plní funkci příčné výztuže zachycující příčné tahové síly v místě stykování přesahem vodorovné a svislé lemovací výztuže (kap. 6.2.7).

Požadovaná plocha svislých prutů KARI sítě při dolním okraji panelu v oblasti přesahu svislé a vodorovné lemovací výztuže musí splňovat podmínku dle vztahu (158):

$$\begin{aligned} A_{s7vp} &\geq 1,5 \cdot A_{s5}, \\ 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0,3}{0,1} \cdot 0,006^2 &\geq 1,5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 2 \cdot 0,008^2, \\ 169 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 &\geq 151 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Osová vzdálenost svislých prutů KARI sítě při dolním okraji panelu o_{7v} musí dle vztahu (159) splňovat podmínku:

$$\begin{aligned} o_{7v} &\leq \min\left\{\frac{l_{b5}}{3}; 150 \text{ mm}\right\}, \\ o_{7v} &\leq \min\left\{\frac{300}{3}; 150 \text{ mm}\right\}, \\ 100 \text{ mm} &\leq 100 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

Kotevní délka svislých prutů KARI sítě při dolním okraji panelu l_{b7} musí dle vztahu (160) splňovat podmínku:

$$\begin{aligned} l_{b7} &\geq \max\{10 \cdot \phi_7; 100 \text{ mm}\}, \\ l_{b7} &\geq \max\{10 \cdot 6; 100 \text{ mm}\}, \\ 300 \text{ mm} &\geq 100 \text{ mm}, \text{ VYHOVÍ.} \end{aligned}$$

7.6 ZÁVĚR

Lze konstatovat, že vztahy uvedené v kap. 6 umožňují posouzení běžného stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu s ohledem na výrobní, manipulační, přepravní a finální stadium působení. Zároveň bylo prokázáno, že pro návrh slabě vyztuženého stěnového panelu lze využít beton běžné pevnostní třídy C 30/37 a výztuž obvyklé třídy B500B.

8 ANALÝZA STĚNOVÝCH PANELŮ POMOCÍ NELINEÁRNÍCH NUMERICKÝCH MODELŮ

Cílem kapitoly je analýza prefabrikovaných stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu. Za tímto účelem byly vytvořeny nelineární numerické modely v softwaru ATENA od společnosti Červenka Consulting a v softwaru IDEA StatiCa Detail od společnosti IDEA StatiCa.

Nelineárními numerickými modely byla ověřována tato stadia působení:

- smršťování betonu (ATENA),
- vyjmutí panelu z betonážního stolu (ATENA, IDEA).

Pozornost byla také věnována ověření:

- šířky vodorovné trhliny vznikající pod přepravním úchytem (ATENA, IDEA),
- šířky svislé trhliny vznikající v místě přepravního úchyty (ATENA, IDEA).

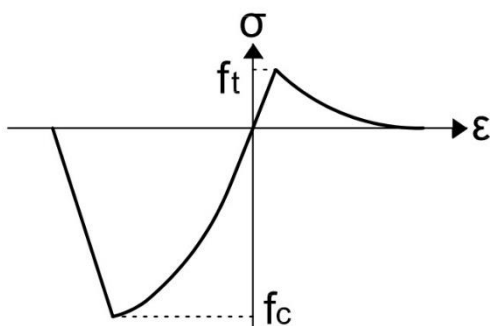
8.1 ZATĚŽOVACÍ STAV SMRŠŤOVÁNÍ (ATENA)

Za účelem ověření výpočtu napjatosti v betonu panelu vznikající v důsledku smršťování byl vytvořen nelineární numerický model v programu ATENA [39] a srovnávací lineární numerický model v softwaru SCIA Engineer [37]. Modelován byl panel uvedený v kap. 7. Tvar a vyztužení panelu jsou uvedeny na obr. 169.

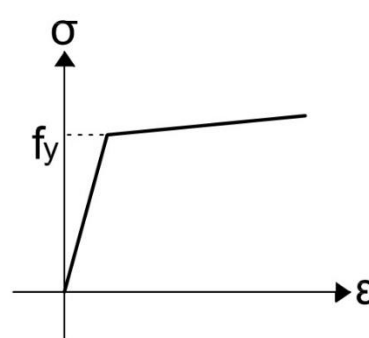
Pro stanovení smršťování betonu panelu byly zvoleny tyto předpoklady:

- Pevnostní třída betonu panelu byla uvažována jako C 30/37.
- Stáří betonu bylo předpokládáno 28 dní.
- Cement byl zvolen třídy N.
- Panel vysychal z obou stran.
- Zkrácení plochy panelu v důsledku smršťování vypočítané dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] pak činilo $\varepsilon_{cs} = 0,174 \text{ ‰}$.

Beton panelu byl modelován jako trojrozměrné těleso, výztuž panelu byla modelována jako jednorozměrný prvek. Byl použit nelineární pracovní diagram betonu odpovídající pevnostní třídě betonu C 30/37 „CC3DnonLinCementitious2“ (obr. 185) a bilineární pracovní diagram odpovídající třídě výztuže B500B (obr. 186). Materiálové parametry použitého betonu jsou dostupné v příloze F, materiálové parametry výztuže jsou uvedeny v příloze K.

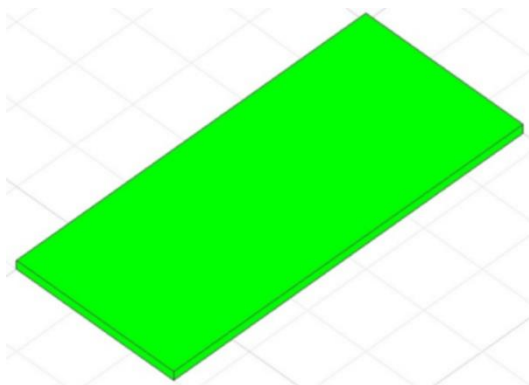


Obr. 185 Nelineární pracovní diagram betonu (převzato z [39])

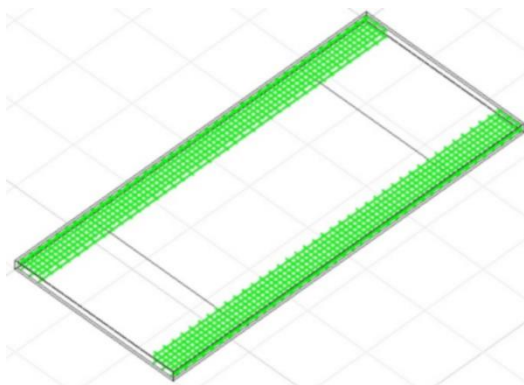


Obr. 186 Bilineární pracovní diagram výztuže (převzato z [39])

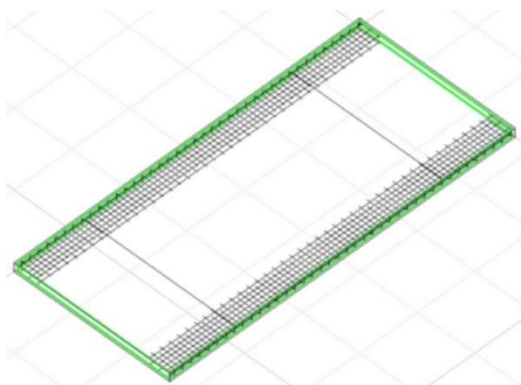
Model betonu panelu je patrný z obr. 187. Model vyztužení ohnutou KARI sítí při horním a dolním okraji panelu je zřejmý z obr. 188, model vyztužení lemovací výztuží je zřejmý z obr. 189 a model svislých výztuží pod přepravními úchyty je znázorněn na obr. 190.



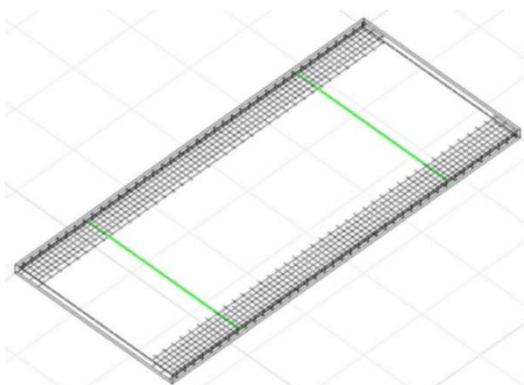
*Obr. 187 Model betonu panelu
(ATENA)*



*Obr. 188 Model vyztužení ohnutou
KARI sítí (ATENA)*

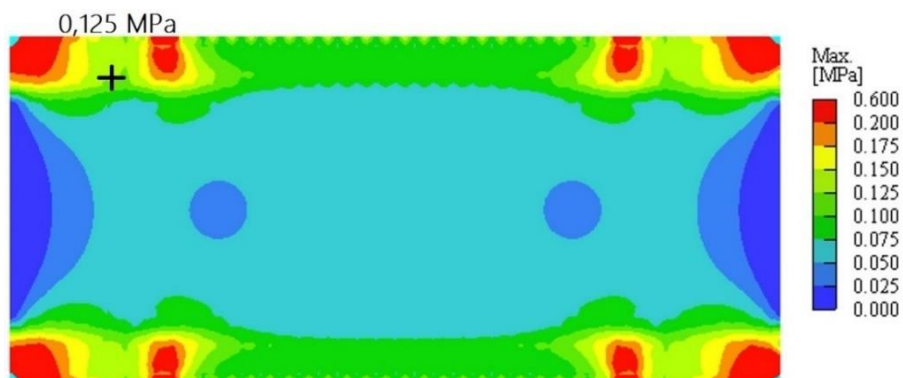


*Obr. 189 Model vyztužení obvodovou
lemovací výztuží (ATENA)*

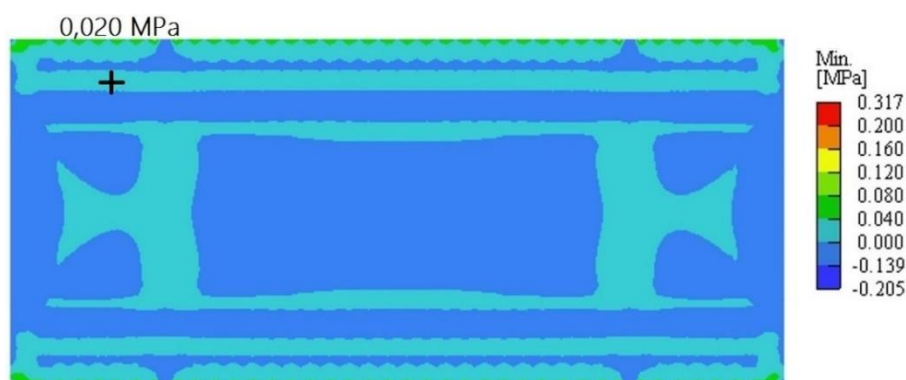


*Obr. 190 Model vyztužení svislou
výztuží pod přepravními úchyty
(ATENA)*

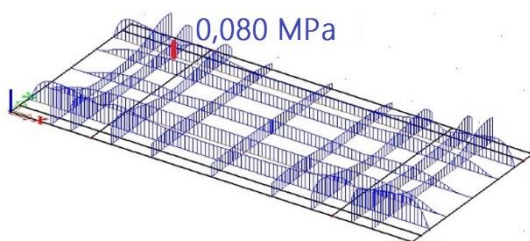
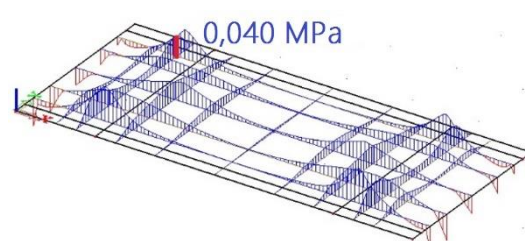
Hlavní napětí v betonu panelu zjištěné pomocí nelineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru ATENA lze nalézt na obr. 191 a na obr. 192. Hlavní napětí v betonu panelu zjištěné pomocí lineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru SCIA Engineer dle kap. 6.1.5 lze nalézt na obr. 193 a na obr. 194. Hodnoty napětí stejně jako v příkladu uvedeném v kap. 7 je vhodné odečíst v místech vzdálených od výztužných vložek vždy alespoň o dvojnásobek tloušťky panelu z důvodu eliminace špiček napětí v modelu.



Obr. 191 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (ATENA)



Obr. 192 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (ATENA)

Obr. 193 Hlavní napětí v betonu
v důsledku smršťování (SCIA Engineer)Obr. 194 Hlavní napětí v betonu
v důsledku smršťování (SCIA Engineer)

Srovnání hodnot hlavních napětí v betonu v důsledku omezeného smršťování získaných pomocí lineárního numerického modelu v programu SCIA Engineer a pomocí nelineárního numerického modelu v softwaru ATENA je zřejmé z tab. 18.

Tab. 18 Hlavní tahová napětí vznikající v panelu z důvodu smršťování

SCIA Engineer		ATENA	
σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]
0,080	0,040	0,130	0,020

Lze konstatovat, že postup uvedený v kap. 6.1.5 poskytuje přibližný návod pro výpočet napětí v betonu v důsledku omezeného smršťování.

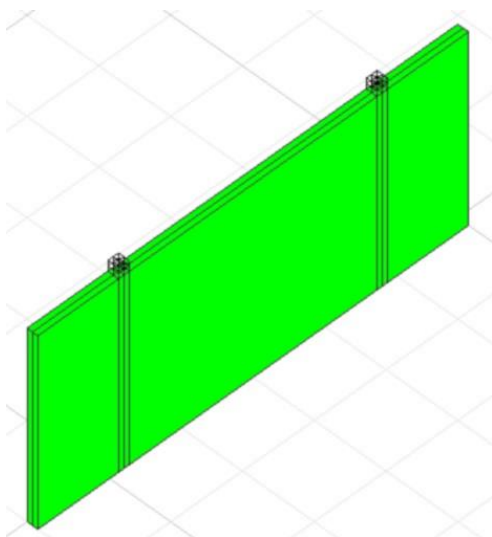
8.2 ZATĚŽOVACÍ STAV VYJMUTÍ Z BETONÁŽNÍHO STOLU (ATENA)

Za účelem posouzení pevnosti betonu a výztuže panelu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu byly vytvořeny nelineární numerické modely v softwaru ATENA a lineární numerické modely v softwaru SCIA Engineer. Modelován byl panel uvedený v kap. 7. Tvar a vyztužení panelu jsou uvedeny na obr. 169. Numerickým modelem byly ověřovány tyto části studie uvedené v kap. 6:

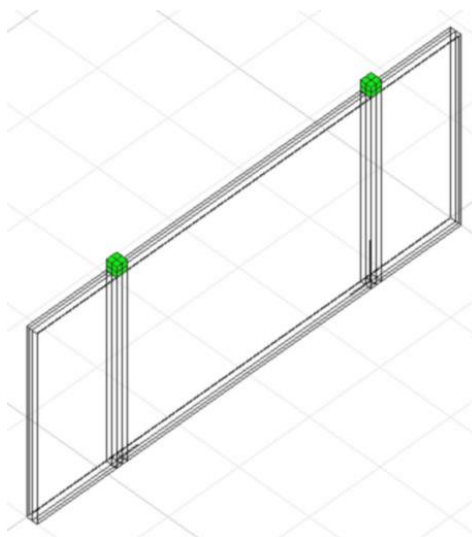
- kap. 6.1.2 - Posouzení pevnosti betonu panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu,
- kap. 6.2.1 - Namáhání svislé výztuže pod přepravními úchyty,
- kap. 6.2.2 - Namáhání vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly vznikající v místě přepravních úchytů.

Tlaková pevnost betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu byla uvažována jako $f_{ck} = 15$ MPa. Beton panelu byl modelován jako trojrozměrné těleso, výztuž panelu byla modelována jako jednorozměrný prvek. Byl použit nelineární pracovní diagram betonu „CC3DnonLinCementitious2“ (obr. 185) a bilineární pracovní diagram odpovídající třídě výztuže B500B (obr. 186). Materiálové parametry použitého betonu jsou dostupné v příloze G, materiálové parametry výztuže jsou uvedeny v příloze K, parametry použité oceli lze nalézt v příloze L.

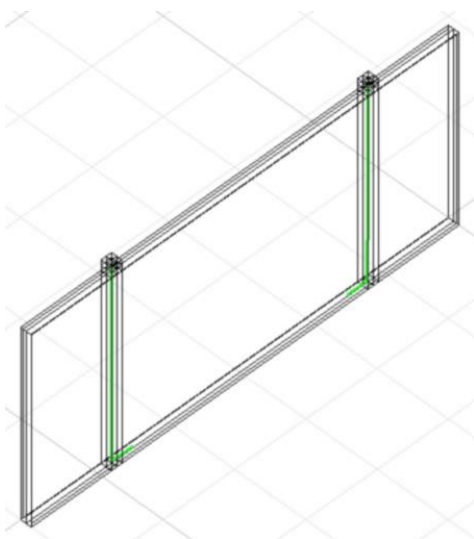
Uchycení panelu bylo modelováno prostřednictvím ocelových kotevních bloků, do nichž byla zatažena svislá výztuž pod přepravními úchyty. Model betonu panelu je zřejmý z obr. 195 a model ocelových kotevních bloků je zřejmý z obr. 196. Model svislých výztuží pod přepravními úchyty je znázorněn na obr. 197 a model vyztužení obvodovou lemovací výztuží je patrný z obr. 198.



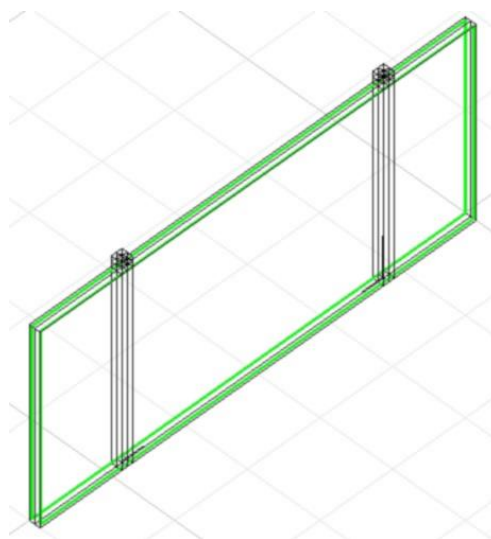
Obr. 195 Model betonu panelu
(ATENA)



Obr. 196 Model ocelových kotevních
bloků (ATENA)



Obr. 197 Model vyztužení svislou výztuží pod přepř. úchyty (ATENA)



Obr. 198 Model vyztužení obvodovou lemovací výztuží (ATENA)

Namáhání betonu panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu

Ověření vztahů (58), (59), (60) a (61) pro posouzení pevnosti betonu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu bylo provedeno prostřednictvím 4 nelineárních numerických modelů vytvořených v programu ATENA a 4 lineárních numerických modelů vytvořených v programu SCIA Engineer.

Za účelem ověření vztahů uvedených v kap. 6.1.2 byl použit panel uvedený v kap. 7 (obr. 169) s následujícími úpravami:

- Délka svislé výztuže pod přepravními úchyty (položka 1, obr. 169) byla zvolena ve 4 variantách:

$$l_{1a} = 500 \text{ mm},$$

$$l_{1b} = 1000 \text{ mm},$$

$$l_{1c} = 1500 \text{ mm},$$

$$l_{1d} = 2620 \text{ mm}.$$

Jednotlivé varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty zadané v nelineárním numerickém modelu v softwaru ATENA jsou zřejmé z obr. 199, z obr. 200, z obr. 201 a z obr. 202.

- V nelineárním numerickém modelu vytvořeném v softwaru ATENA byl průměr svislé výztuže pod přepravními úchyty zadán záměrně mnohem větší než dle navrženého vyztužení (obr. 169), aby o porušení panelu rozhodoval beton panelu. Plocha svislé výztuže pod přepravními úchyty činila:

$$A_{s1} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_1^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 0,10^2 = 7850 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2.$$

- V lineárním numerickém modelu provedeném v softwaru SCIA Engineer byla délka náhradní liniové vodorovné podpory pro každou variantu délky svislé výztuže pod přepravními úchyty zvolena jako:

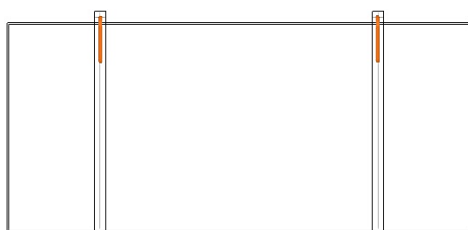
$$h_{na} = a_{max} = \min\{0,5; 1,2\} + \min\left\{0,5; \frac{3,6}{2}\right\} = 1,0 \text{ m},$$

$$h_{nb} = a_{max} = \min\{1,0; 1,2\} + \min\left\{1,0; \frac{3,6}{2}\right\} = 2,0 \text{ m},$$

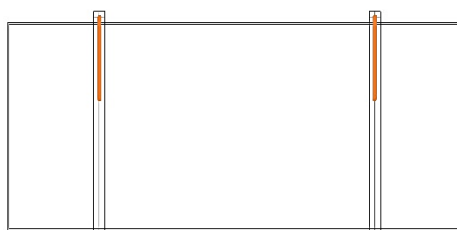
$$h_{nc} = a_{max} = \min\{1,5; 1,2\} + \min\left\{1,5; \frac{3,6}{2}\right\} = 2,7 \text{ m},$$

$$h_{nd} = a_{max} = \min\{2,62; 1,2\} + \min\left\{2,62; \frac{3,6}{2}\right\} = 3,0 \text{ m}.$$

Statická schémata v lineárním numerickém modelu vytvořeném v softwaru SCIA Engineer pro jednotlivé délky svislé výztuže pod přepravními úchyty jsou zřejmá z obr. 203, z obr. 204, z obr. 205 a z obr. 206.



Obr. 199 Svislá výztuž délky 0,5 m
(ATENA)



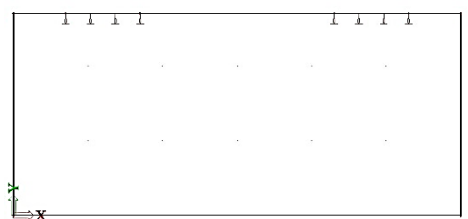
Obr. 200 Svislá výztuž délky 1,0 m
(ATENA)



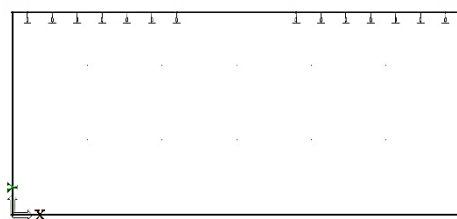
Obr. 201 Svislá výztuž délky 1,5 m
(ATENA)



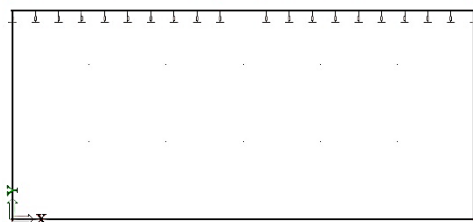
Obr. 202 Svislá výztuž délky 2,62 m
(ATENA)



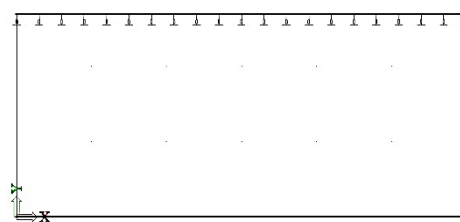
Obr. 203 Svislá výztuž délky 0,5 m
(SCIA Engineer)



Obr. 204 Svislá výztuž délky 1,0 m
(SCIA Engineer)



Obr. 205 Svislá výztuž délky 1,5 m
(SCIA Engineer)



Obr. 206 Svislá výztuž délky 2,62 m
(SCIA Engineer)

Síla v přepravním úchyty na mezi porušení betonu panelu F_{nelin} zjištěná pro jednotlivé varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty v nelineárních modelech vytvořených v softwaru ATENA je zřejmá z tab. 19. Příklad trhlin šířky větší než 0,1 mm v panelu se svislou výztuží délky 1,0 m na mezi porušení betonu je uveden na obr. 207.

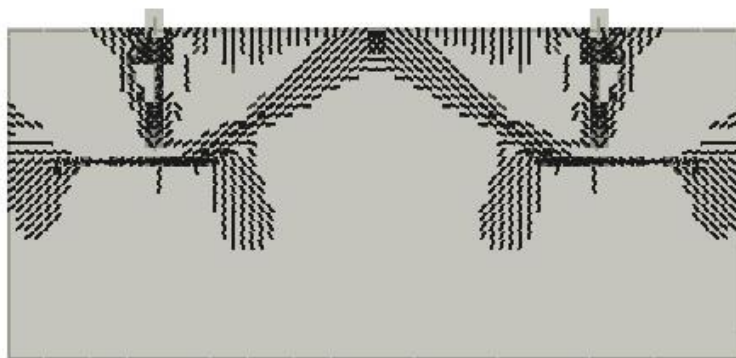
Tab. 19 Síla na mezi porušení betonu panelu F_{nelin} (ATENA)

délka svislé výztuže [m]	0,5	1,0	1,5	2,62
síla na mezi porušení F_{nelin} [kN]	116	202	323	413

Mechanické parametry betonu panelu byly v nelineárním modelu zadány v charakteristických hodnotách. Dovolenou sílu v přepravním úchyty je tedy zapotřebí přepočítat prostřednictvím součinitele spolehlivosti použitých materiálů γ_M . Přepočet je proveden v tab. 20.

Tab. 20 Dovolená síla v přepravním úchyty $F_{\text{nelin,dov}}$ (ATENA)

síla na mezi porušení F_{nelin} [kN]	116	202	323	413
součinitel spolehlivosti γ_M	2,5			
dovolená síla v přepravním úchyty $F_{\text{nelin,dov}} = \frac{F_{\text{nelin}}}{\gamma_M}$ [kN]	46,4	80,8	129,2	165,2



Obr. 207 Trhliny o šířce větší než 0,1 mm v panelu se svislou výztuží délky 1,0 m

Návrhová tahová pevnost prostého betonu odpovídající charakteristické tlakové pevnosti 15 MPa má hodnotu:

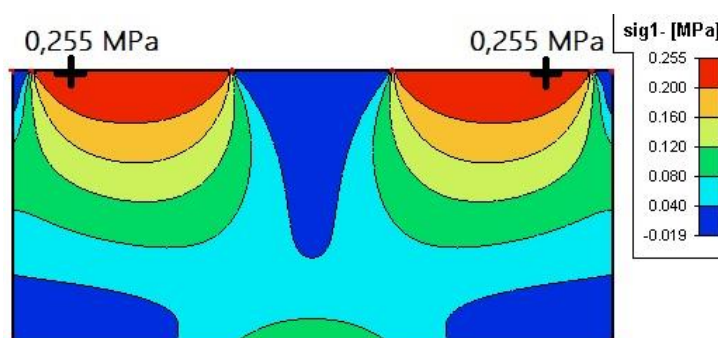
$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \cdot 1,21}{2,5} = 0,387 \text{ MPa.}$$

Hodnota plošného zatížení panelu byla například pro variantu délky svislé výztuže 1,0 m zvolena jako $q = 8,72 \text{ kN}$. Hlavní napětí v betonu panelu odpovídající zvolenému plošnému zatížení je zřejmé z obr. 208 a z obr. 209.

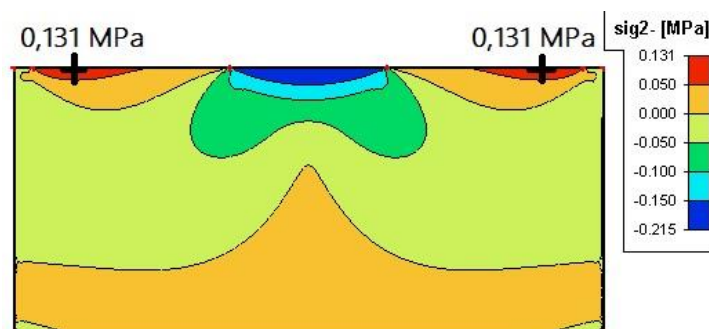
Pro zvolenou hodnotu plošného zatížení činí součet hlavních napětí v betonu panelu:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = f_{ctd},$$

$$0,255 + 0,131 = 0,386 \text{ MPa} \approx 0,387 \text{ MPa, PLATÍ.}$$



Obr. 208 Hlavní napětí v betonu panelu (svislá výztuž délky 1,0, SCIA Engineer)



Obr. 209 Hlavní napětí v betonu panelu (svislá výztuž délky 1,0, SCIA Engineer)

Velikost dovolené síly v přepravním úchyty odpovídající hodnotě plošného zatížení q činí:

$$F_{lin} = \frac{h \cdot l \cdot q}{2} = \frac{2,7 \cdot 6,0 \cdot 8,72 \cdot 10^3}{2} = 70,6 \text{ kN.}$$

Výpočet velikosti dovolené síly v přepravním úchyty pro jednotlivé varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty je uveden v tab. 21.

Srovnání hodnot dovolené síly v přepravním úchyty stanovených pomocí lineárního numerického modelu vytvořeného v programu SCIA Engineer a dovolené síly v přepravním úchyty stanovených pomocí nelineárního modelu vytvořeného v softwaru ATENA pro jednotlivé délky svislé výztuže pod přepravními úchyty je zřejmé z tab. 22.

Tab. 21 Dovolená síla v přepravním úchytu $F_{lin,dov}$ (SCIA Engineer)

délka svislé výztuže [m]	0,5	1,0	1,5	2,62
plošné zatížení q [kN.m ⁻²]	3,94	8,72	16,87	20,5
hlavní napětí v betonu σ_1 [MPa]	0,230	0,255	0,360	0,390
hlavní napětí v betonu σ_2 [MPa]	0,157	0,131	0,030	0,000
součet $\sigma_1 + \sigma_2$ [MPa]	0,387	0,386	0,390	0,390
tahová pevnost betonu f_{ctd} [MPa]	0,387			
délka panelu l [m]	6,0			
výška panelu h [m]	2,7			
dovolená síla v přepravním úchytu $F_{lin,dov} = \frac{h \cdot l \cdot q}{2}$ [kN]	31,9	70,6	136,6	166,1

Tab. 22 Srovnání hodnot dovolené síly v přepravním úchytu $F_{lin,dov}$ a $F_{nelin,dov}$

délka svislé výztuže [m]	0,5	1,0	1,5	2,62
$F_{lin,dov}$ (SCIA Engineer) [kN]	31,9	70,6	136,6	166,1
$F_{nelin,dov}$ (ATENA) [kN]	46,4	80,8	129,2	165,2

Ze srovnání hodnot dovolené síly v přepravním úchytu pro jednotlivé varianty délky svislé výztuže uvedeném v tab. 22 jsou zřejmé následující skutečnosti:

- Lineární numerické modely vytvořené v softwaru SCIA Engineer jsou konzervativní oproti nelineárním numerickým modelům v softwaru ATENA pro varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty 0,5 m a 1,0 m. A naopak jsou mírně nekonzervativní pro varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty 1,5 m a 2,62 m.
- Výpočtové vztahy s využitím lineárních numerických modelů uvedené v kap. 6.1.2 korespondují s nelineárními numerickými modely vytvořenými v softwaru ATENA.

Jednotlivé varianty délky svislé výztuže pod přepravními úchyty jsou uvedeny pouze pro účely ověření vztahů uvedených v kap. 6.1.2. Svislou výztuž pod přepravními úchyty je vždy zapotřebí navrhnout tak, aby procházela přes celou výšku panelu.

Namáhání svislé výztuže pod přepravními úchyty a vodorovné výztuže přenášející příčné tahové síly v místě přepravních úchytů

Ověření vztahů (89) a (110) pro posouzení pevnosti svislé výztuže pod přepravními úchyty a horní vodorovné lemovací výztuže v průběhu vyjmutí z betonážního stolu bylo provedeno prostřednictvím nelineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru ATENA. Pro účely ověření vztahů v kap. 6.2.1 a v kap. 6.2.2 byl použit panel uvedený v kap. 7. Tvar a vyztužení panelu jsou uvedeny na obr. 169.

Byly uvažovány následující hodnoty plošného zatížení panelu:

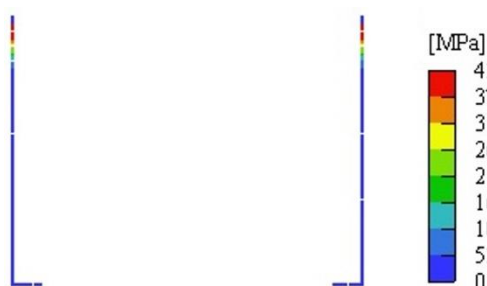
- návrhová hodnota plošného zatížení g_d sloužící k ověření mezního stavu únosnosti,
- charakteristická hodnota plošného zatížení g_k sloužící k ověření mezního stavu šířky trhlin.

Mechanické parametry betonu panelu byly v nelineárním modelu zadány v charakteristických hodnotách. Proto bylo pro zachování spolehlivosti výpočtu zapotřebí návrhovou hodnotu plošného zatížení vynásobit prostřednictvím součinitele spolehlivosti použitých materiálů γ_M .

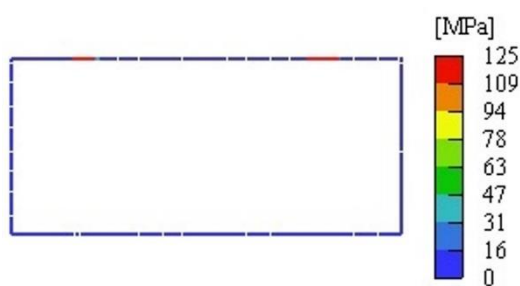
Návrhová hodnota plošného zatížení činila:

$$g_d = t \cdot \gamma_c \cdot \psi_{dyn} \cdot \gamma_M = 0,15 \cdot 24,0 \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 11,70 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

Napětí ve svislé výztuži pod přepravními úchyty a napětí ve vodorovné výztuži přenášející příčné tahové síly vznikající v místě přepravních úchytů vyvolané plošným zatížením g_d (návrhová hodnota plošného zatížení) jsou zřejmé z obr. 210 a z obr. 211.



Obr. 210 Napětí ve svislé výztuži
(ATENA)



Obr. 211 Napětí ve vodorovné výztuži
(ATENA)

Maximální napětí ve svislé výztuži pod přepravními úchyty dosáhlo v nelineárním numerickém modelu hodnoty $\sigma_1 = 425$ MPa. Výztuž je třídy B500B. Využití výztuže podle nelineárního numerického modelu činí:

$$v_{1,nelin} = \frac{\sigma_1}{f_{yk}} \cdot 100 = \frac{425}{500} \cdot 100 = 85 \text{ } \%$$

Využití svislé výztuže vypočítané dle vztahů uvedených v kap. 6.2.1 činí:

$$v_{1,lin} = \frac{\frac{F_z}{A_{s1} \cdot f_{yk}}}{\gamma_s} \cdot 100 = \frac{\frac{37,91 \cdot 10^3}{0,0002096 \cdot 500 \cdot 10^6}}{2,5} \cdot 100 = 91 \text{ } \%$$

Napětí ve vodorovné výztuži přenášející příčné tahové síly vznikající v místě přepravních úchytů dosáhlo v nelineárním numerickém modelu hodnoty $\sigma_2 = 125$ MPa. Výztuž je třídy B500B. Využití výztuže podle nelineárního numerického modelu činí:

$$v_{2,nelin} = \frac{\sigma_2}{f_{yk}} \cdot 100 = \frac{125}{500} \cdot 100 = 25 \text{ } \%$$

Využití vodorovné výztuže dle vztahů uvedených v kap. 6.2.2 činí:

$$v_{2,lin} = \frac{\frac{\frac{3}{8} \cdot F_z}{A_{s2} \cdot f_{yk}}}{\gamma_s} \cdot 100 = \frac{\frac{\frac{3}{8} \cdot 37,91 \cdot 10^3}{0,00010048 \cdot 500 \cdot 10^6}}{2,5} \cdot 100 = 71 \text{ } \%$$

Využití svislé výztuže pod přepravními úchyty a vodorovné lemovací výztuže je uvedeno v tab. 23.

Tab. 23 Využití svislé a vodorovné výztuže v mezním stavu únosnosti

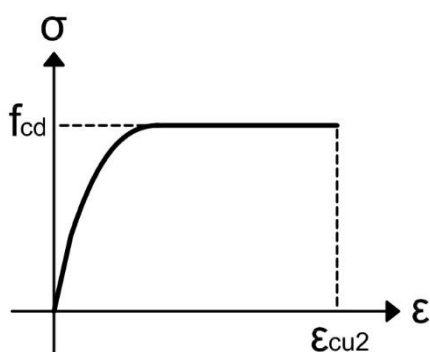
	využití dle kap. 6 [%]	nelineární model ATENA [%]
svislá výztuž	91	85
vodorovná výztuž	71	25

Vztahy uvedené v kap. 6.2.1 a v kap. 6.2.2 mohou poskytnout konzervativní návod pro návrh svislé výztuže pod přepravními úchyty a vodorovné lemovací výztuže při horním okraji panelu.

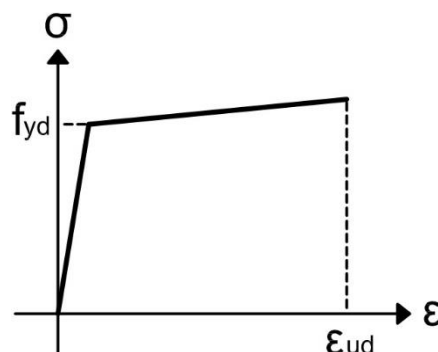
8.3 ZATĚŽOVACÍ STAV VYJMUTÍ Z BETONÁŽNÍHO STOLU (IDEA STATICA DETAIL)

Vztahy (58), (59), (60), (61), (89) a (110) pro posouzení betonu a výztuže panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu uvedené v kap. 6 byly ověřeny také prostřednictvím nelineárního numerického modelu vytvořeného v softwaru IDEA StatiCa Detail [40]. Ověření bylo provedeno na panelu řešeném v kap. 7. Tvar a vyztužení panelu jsou zřejmé z obr. 169.

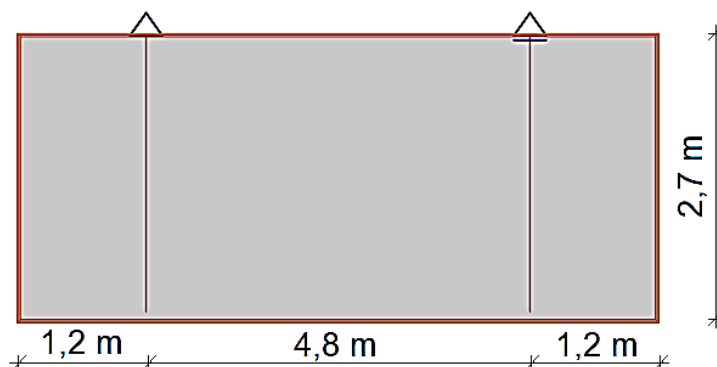
Tlaková pevnost betonu v okamžiku vyjmutí panelu z betonážního stolu byla uvažována jako $f_{ck} = 15$ MPa, třída výztuže byla uvažována B500B. Byl použit návrhový parabolický pracovní diagram betonu (obr. 212) a návrhový bilineární pracovní diagram výztuže (obr. 213). Statické schéma panelu ze slabě vyztuženého betonu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu je zřejmé z obr. 214. Model vyztužení svislou výztuží pod přepravními úchyty je zřejmý z obr. 215, model vyztužení obvodovou lemovací výztuží je znázorněn na obr. 216.



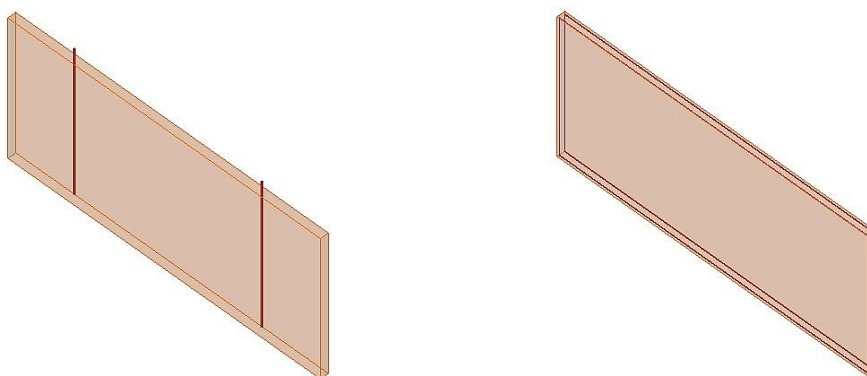
Obr. 212 Návrhový pracovní diagram betonu (převzato z [40])



Obr. 213 Návrhový pracovní diagram výztuže (převzato z [40])



Obr. 214 Statické schéma v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu (IDEA)



Obr. 215 Model vyztužení svislou výztuží pod přepravními úchyty (IDEA)

Obr. 216 Model vyztužení obvodovou lemovací výztuží (IDEA)

Hodnota plošného zatížení včetně dynamického součinitele činila:

$$g_d = t \cdot \gamma_c \cdot \psi_{dyn} = 0,15 \cdot 24,0 \cdot 1,3 = 4,68 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}.$$

Návrhová tlaková pevnost betonu v okamžiku vyjmutí z betonážního stolu byla:

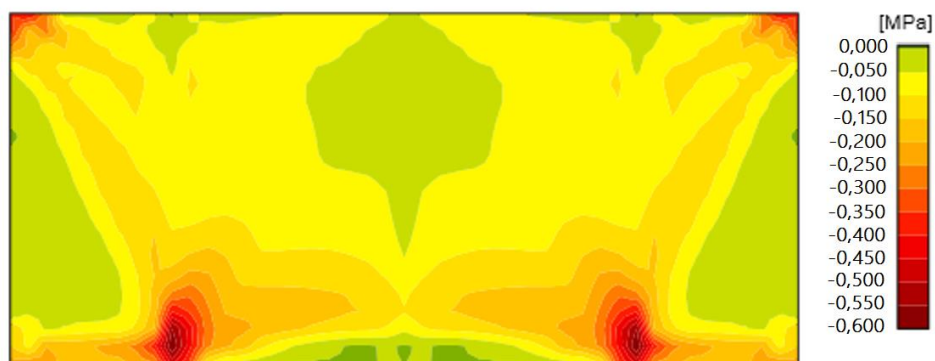
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \cdot 15}{2,5} = 4,8 \text{ MPa}.$$

Návrhová tlaková pevnost betonu je dále redukována vynásobením součinitelem k_c , který snižuje pevnost betonu na základě tlakového poměrného přetvoření betonu (tlakové změkčení betonu). Návrhová pevnost výztuže činila:

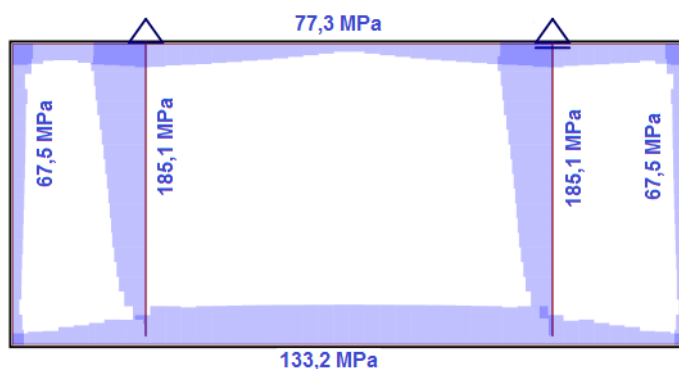
$$f_{yd} = \frac{k \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{1,08 \cdot 500}{2,5} = 216 \text{ MPa}.$$

Napětí v betonu panelu ze slabě vyztuženého betonu je uvedeno na obr. 217, napětí ve výztuži betonu je zřejmé z obr. 218. Vzhledem k tomu, že program IDEA StatiCa Detail neuvažuje působení betonu v tahu, jsou výsledky modelu značně odlišné od výsledků získaných například softwarem ATENA. Beton panelu vytváří dvě šikmé vzpěry a tlačný pás, zatímco svislá výztuž pod přepravními úchyty a lemovací výztuž při horním povrchu panelu a při dolním povrchu panelu přebírají funkci táhla (obr. 219).

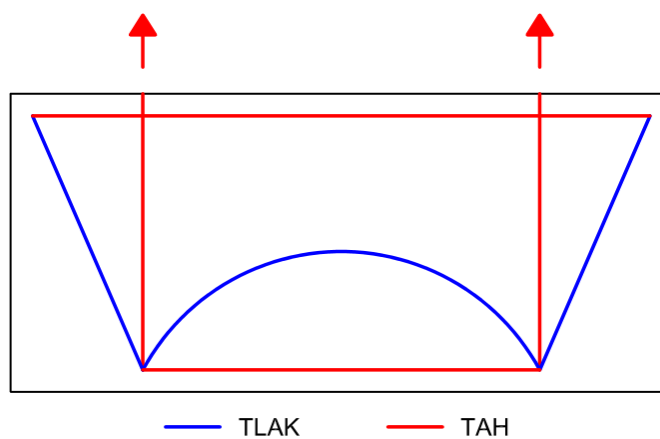
Využití betonu a výztuže panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu je zřejmé z tab. 24.



Obr. 217 Tlakové napětí v betonu panelu (IDEA)



Obr. 218 Napětí ve výztuži panelu (IDEA)



Obr. 219 Rozložení tahů a tlaků v panelu dle softwaru IDEA

Tab. 24 Využití betonu a výztuže v mezním stavu únosnosti (IDEA)

prvek	využití [%]
beton	9,5
svislá výztuž pod přepravními úchyty	85,7
vodorovná lemovací výztuž při horním okraji panelu	35,8
vodorovná lemovací výztuž při dolním okraji panelu	61,7
svislá lemovací výztuž	32,6

Lze konstatovat, že ačkoliv je princip návrhu betonu a výztuže panelu uvedený v kap. 6 jiný než v softwaru IDEA StatiCa Detail, konstrukce panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu dle softwaru IDEA StatiCa Detail vyhoví.

8.4 ŠÍŘKA TRHLIN VZNIKAJÍCÍCH V MÍSTĚ PŘEPRAVNÍHO ÚCHYTU (ATENA, IDEA STATICA DETAIL)

Za účelem ověření vztahu (101) pro přibližné určení šířky vodorovné trhliny pod přepravním úchytem w_{k1} a vztahu (118) pro určení orientační šířky svislé trhliny v místě přepravního úchytu w_{k2} bylo vytvořeno 9 nelineárních numerických modelů v softwaru ATENA a 9 nelineárních numerických modelů v softwaru IDEA StatiCa Detail. Byl modelován výřez okolí přepravního úchytu o rozměru 1,0 x 1,0 m, tloušťka panelu byla uvažována jako 150 mm.

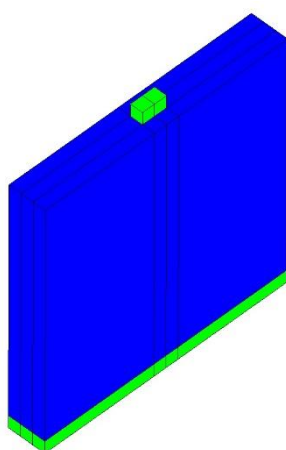
Výřez panelu v softwaru ATENA byl uchycen při spodním okraji prostřednictvím ocelového pásu, svislá výztuž byla zatažena do ocelového kotevního bloku, do něhož byla po jednotlivých krocích vnášena svislá síla. Při horním okraji výřezu byla umístěna vodorovná výztuž. V softwaru IDEA byl výřez panelu uchycen přímo za svislou výztuž. Model betonu a výztuže v softwaru ATENA a IDEA StatiCa Detail je zřejmý z obr. 220, z obr. 221, z obr. 222 a z obr. 223.

Byly zvoleny následující varianty vyztužení:

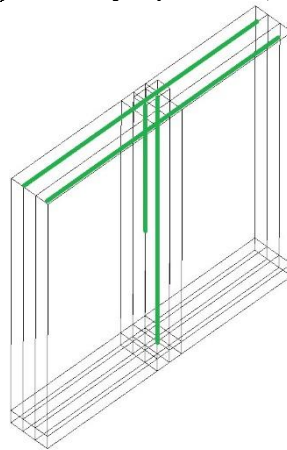
- průměr svislé výztuže $\phi_1 = 12$ mm, průměr vodorovné výztuže $\phi_2 = 6$ mm,
- průměr svislé výztuže $\phi_1 = 16$ mm, průměr vodorovné výztuže $\phi_2 = 8$ mm,
- průměr svislé výztuže $\phi_1 = 20$ mm, průměr vodorovné výztuže $\phi_2 = 10$ mm.

Třída výztuže byla uvažována B500B, materiálové parametry výztuže jsou dostupné v příloze K. Ocel bylo zvolena třídy S235, materiálové parametry oceli jsou uvedeny v příloze L. Každá varianta vyztužení byla modelována pro tyto varianty pevnosti betonu:

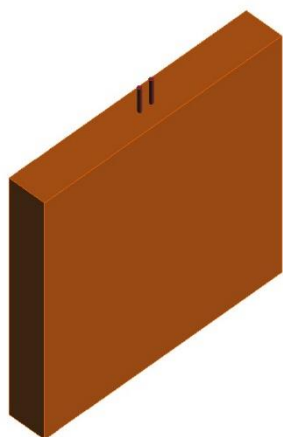
- pevnostní třída betonu C 16/20 (materiálové parametry - příloha H),
- pevnostní třída betonu C 20/25 (materiálové parametry - příloha I),
- pevnostní třída betonu C 25/30 (materiálové parametry - příloha J).



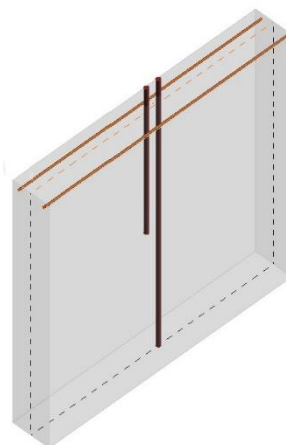
Obr. 220 Model betonu výřezu panelu
(ATENA)



Obr. 221 Model vyztužení výřezu panelu
(ATENA)



Obr. 222 Model betonu výřezu panelu
(IDEA)

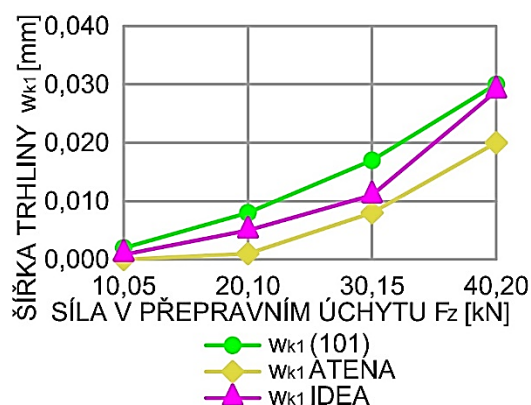


Obr. 223 Model vyztužení výřezu panelu
(IDEA)

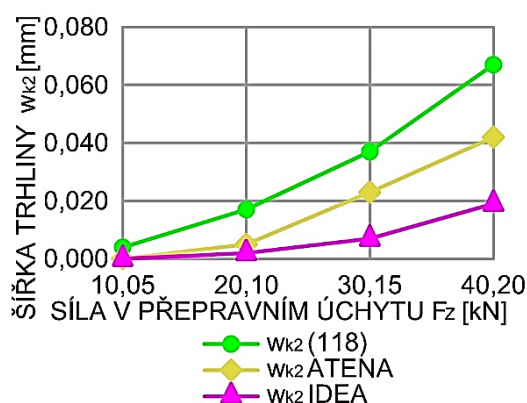
Pro každou variantu vyztužení byla stanovena odpovídající maximální svislá síla v přepravním úchytu na základě vztahu (89):

$$F_z = A_{s1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}.$$

V rámci každého numerického modelu byla vyhodnocena šířka trhlin pro velikost svislé síly $0,25 \cdot F_z$, $0,50 \cdot F_z$, $0,75 \cdot F_z$ a $1,0 \cdot F_z$. Výpočet svislé síly pro jednotlivé varianty vyztužení je uveden v tab. 25. Šířky vodorovných (w_{k1}) a svislých trhlin (w_{k2}) v místě přepravního úchytu pro jednotlivé varianty vyztužení, pevnostní třídy betonu a hodnotu svislé síly v přepravním úchytu jsou uvedeny na obr. 224, na obr. 225, v tab. 26, v tab. 27, v tab. 28, v tab. 29, v tab. 30, v tab. 31, v tab. 32, v tab. 33 a v tab. 34. Trhliny v betonu výřezu panelu pro průměr svislé výztuže $\phi_1 = 16$ mm, průměr vodorovné výztuže $\phi_2 = 8$ mm, beton pevnostní třídy C 20/25 a svislou sílu v přepravním úchytu $F_z = 40,20$ kN v numerických modelech jsou znázorněny na obr. 226 a na obr. 227.



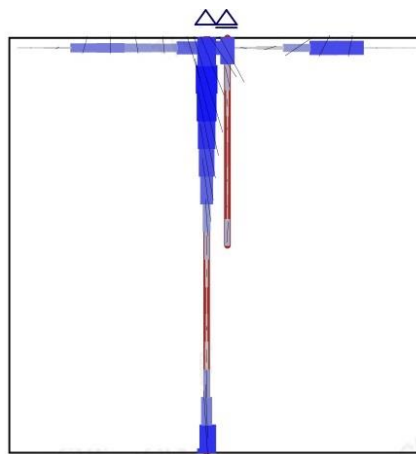
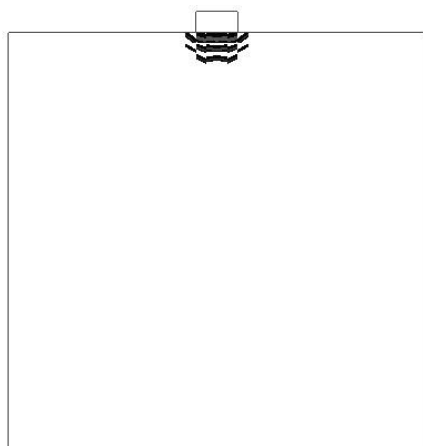
Obr. 224 Šířka vodorovných trhlin
($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25)



Obr. 225 Šířka svislých trhlin ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25)

Tab. 25 Výpočet svislé síly v přepravním úchytu

ϕ_1 [mm]	$A_{s1} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_1^2$ [mm ²]	f_{yk} [MPa]	γ_s	$F_z = A_{s1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ [kN]
12	113	500	2,5	22,60
16	201	500	2,5	40,20
20	314	500	2,5	62,80

Obr. 226 Trhliny ATENA ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25, $F_z = 40,20$ kN)Obr. 227 Trhliny IDEA ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25, $F_z = 40,20$ kN)Tab. 26 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C16/20)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
5,65	0,002	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000
11,30	0,007	0,000	0,005	0,014	0,000	0,000
16,95	0,015	0,001	0,010	0,032	0,007	0,001
22,60	0,026	0,006	0,024	0,058	0,023	0,002

Tab. 27 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C16/20)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
10,05	0,002	0,000	0,000	0,005	0,000	0,000
20,10	0,009	0,002	0,003	0,019	0,008	0,000
30,15	0,020	0,011	0,017	0,043	0,027	0,013
40,20	0,035	0,023	0,034	0,077	0,047	0,023

Tab. 28 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C16/20)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
15,70	0,003	0,000	0,000	0,006	0,001	0,000
31,40	0,011	0,006	0,004	0,024	0,019	0,000
47,10	0,025	0,019	0,017	0,054	0,041	0,021
62,80	0,044	0,032	0,044	0,096	0,064	0,049

Tab. 29 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C 20/25)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
5,65	0,001	0,000	0,000	0,003	0,000	0,000
11,30	0,006	0,000	0,005	0,012	0,000	0,001
16,95	0,013	0,000	0,011	0,028	0,004	0,001
22,60	0,023	0,005	0,017	0,050	0,019	0,001

Tab. 30 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
10,05	0,002	0,000	0,001	0,004	0,000	0,000
20,10	0,008	0,001	0,005	0,017	0,005	0,002
30,15	0,017	0,008	0,011	0,037	0,023	0,007
40,20	0,030	0,020	0,029	0,067	0,042	0,019

Tab. 31 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C 20/25)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
15,70	0,002	0,000	0,002	0,005	0,000	0,000
31,40	0,009	0,006	0,004	0,021	0,017	0,002
47,10	0,021	0,018	0,016	0,047	0,037	0,003
62,80	0,038	0,030	0,041	0,083	0,060	0,005

Tab. 32 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C 25/30)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
5,65	0,001	0,000	0,001	0,003	0,000	0,000
11,30	0,005	0,000	0,004	0,010	0,000	0,001
16,95	0,011	0,000	0,008	0,023	0,001	0,001
22,60	0,019	0,002	0,013	0,042	0,012	0,001

Tab. 33 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 25/30)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
10,05	0,002	0,000	0,001	0,004	0,000	0,000
20,10	0,008	0,000	0,004	0,017	0,002	0,002
30,15	0,017	0,005	0,010	0,037	0,019	0,006
40,20	0,030	0,016	0,027	0,067	0,037	0,015

Tab. 34 Šířka trhlin v místě přepravního úchyty ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C 25/30)

F_z [kN]	w_{k1} [mm] (101)	w_{k1} [mm] ATENA	w_{k1} [mm] IDEA	w_{k2} [mm] (118)	w_{k2} [mm] ATENA	w_{k2} [mm] IDEA
15,70	0,002	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000
31,40	0,008	0,004	0,003	0,017	0,013	0,001
47,10	0,018	0,015	0,010	0,039	0,034	0,005
62,80	0,031	0,028	0,030	0,069	0,055	0,027

Provedené nelineární numerické modely naznačují, že vztahy (101) a (118) mohou sloužit jako horní odhad charakteristické šířky trhlin vznikajících v místě přepravního úchyty. Pomocí uvedených vztahů byly získány konzervativní odhady šířky trhlin v okolí přepravního úchyty pro různý průměr výztuže i pro různé pevnostní třídy betonu. Tato problematika si ovšem zaslouží další zkoumání.

8.5 ZÁVĚR

Výsledky nelineárních numerických modelů provedených v softwaru ATENA a IDEA StatiCa Detail ukázaly, že závěry studie provedené v kap. 6 mohou sloužit jako návod pro návrh stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu. Nelineárním modelem v softwaru ATENA byl ověřen způsob stanovení vlivu smršťování na namáhání betonu. Dále došlo k ověření posouzení namáhání betonu a výztuže v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu. Bylo také zjištěno, že vztahy určené k odhadu šířky trhlin v okolí přepravního úchyty popsané v kap. 6 mohou poskytovat konzervativní výsledky ve srovnání s výsledky nelineárních numerických modelů.

9 ZÁVĚR

Dizertační práce předkládá metodu analýzy a návrhu stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu. Metoda je využitelná v inženýrské praxi, je použit běžně dostupný software a je vyžadována obvyklá úroveň znalostí projektanta se zaměřením na statiku.

9.1 DOSAŽENÍ CÍLŮ DIZERTAČNÍ PRÁCE

Experimentální ověření namáhání panelů, smršťování, soudržnosti betonu a přilnavosti panelu k betonážnímu stolu

Navržený experimentální program popsany v kap. 5 ověřoval působení panelů v průběhu výrobních, manipulačních a přepravních stadií působení.

Měřením síly v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace panelů byla zjištěna maximální hodnota dynamického součinitele manipulace $\psi_{\text{dyn}} = 1,24$, která v tomto případě odpovídala hodnotě definované v normě VDI/BV-BS 6205 [12] ($\psi_{\text{dyn}} = 1,3$). Namáhání panelů v průběhu manipulace a přepravy dosáhlo přibližně hodnoty 20 % charakteristické tahové pevnosti betonu a 1 % pevnosti výztuže (nedošlo k aktivaci výztuže). Dále byla prokázána hodnota soudržnosti betonu a výztuže $f_b = 5,23$ MPa již po 20 hodinách po ukončení betonáže zkušebních vzorků, která přibližně odpovídá hodnotám vypočítaným dle normy ČSN EN 1992-1-1 [5] z experimentálně zjištěné tahové pevnosti betonu. Naopak naměřené hodnoty smršťování betonu a přilnavosti panelu k betonážnímu stolu byly vyšší než hodnoty stanovené pomocí předpisů [5] a [12].

Studie chování stěn z prostého nebo slabě vyztuženého betonu

Ve studii prefabrikovaných stěn provedené v kap. 6 bylo popsáno namáhání betonu a výztuže stěnových panelů ve všech stadiích působení. Pozornost byla věnována zejména působení betonu v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu a během převozu na staveniště s ohledem na probíhající smršťování. Výztuž panelu byla analyzována především s ohledem na manipulační stadia působení. Dále byla provedena analýza výztuže v mimořádných stavech působení, kdy výztuž zajišťuje celistvost panelu (vodorovná a svislá lemovací výztuž).

Dále bylo provedeno srovnání výpočtu únosnosti stěny z prostého betonu podle různých normových předpisů. Byla nalezena závislost mezi velikostí dovoleného zatížení (svislé tlakové síly) a rostoucí excentricitou síly. Jednotlivé předpisy různým způsobem redukují velikost dovolené svislé síly v závislosti s rostoucí excentricitou. Hlavní příčinou odlišných výsledků je rozdílný přístup ke stanovení minimální excentricity zatížení a k možnosti využití působení betonu v tahu.

Návrh konkrétního stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu

Návrh konkrétního stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu byl proveden v kap. 7 na základě závěrů studie provedené v kap. 6. Bylo prokázáno, že lze navrhnout stěnový panel ze slabě vyztuženého betonu o běžném rozměru za použití betonu obvyklé pevnostní třídy a výztuže standardní třídy a o dostupném průměru.

Nelineární analýza stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu

Nelineární numerické modely ověřily závěry studie provedené v kap. 6. Srovnání s výsledky numerických modelů prokázalo, že závěry studie představují možný konzervativní návod pro stanovení pevnostní třídy betonu, třídy výztuže nebo průměru výztuže stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu.

Doporučení pro návrh a realizaci stěnových panelů z prostého a slabě vyztuženého betonu

V průběhu zpracování dizertační práce byla formulována tato doporučení pro výrobní a projekční praxi:

- Povrch betonážní podložky má být pečlivě ošetřen odformovacím olejem či jiným prostředkem omezujícím přilnavost panelu k povrchu podložky.
- Stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu nemají být součástí spřažených konstrukcí (např. sandwichových stěn).
- Stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu nemají být součástí suterénních podlaží objektů s vyšším počtem podlaží a nemají být zatíženy zemním tlakem.
- Stěny z prostého nebo slabě vyztuženého betonu nesmějí být použity v seismických oblastech.
- Pro výrobu stěn je vhodné použít beton s kontrolovaným smršťováním.
- Stěnové panely je nutné vyztužit svislou výztuží zachycující síly v přepravních úchytech a vodorovnou výztuží zachycující příčné tahové síly s ohledem na manipulační stadia působení.
- Stěnové panely je vhodné vyztužit vodorovnou a svislou lemovací výztuží zajišťující celistvost panelu v případě selhání betonu působícího v tahu v průběhu výrobních, manipulačních a přepravních stadií působení.

9.2 DOPORUČENÍ PRO DALŠÍ VÝZKUM

Některé problémy vedoucí k naplnění cílů práce byly řešeny zjednodušeně:

- Byly analyzovány pouze plné stěny bez otvoru.
- Smršťování bylo zjednodušeně uvažováno pouze jako zkrácení betonu rovnoměrné po tloušťce panelu.

Další výzkum může být tedy zaměřen na analýzu stěn s otvorem. Zejména se jedná o nalezení výpočtových vztahů pro stanovení:

- vyztužení nadpraží otvorů,
- svislé lemovací výztuže okrajů otvorů,
- vyztužení prahové spojky panelů.

V rámci zpřesnění modelu smršťování betonu je možný další výzkum definující vliv:

- nerovnoměrného smršťování po tloušťce panelu,
- tření panelu o betonážní podložku,
- vývinu hydratačního tepla,
- oslunění panelu při přepravě nebo v průběhu montáže.

Dále je možný výzkum umožňující vytvoření přesnějšího numerického modelu panelu zatíženého smršťováním, zejména odstranění špiček napětí v okolí výztuže.

10 LITERATURA

- [1] WITZANY, Jiří, VRBA, Jaromír a HONZÍK, Václav. *Otvory v panelových domech*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2014. 132 s. ISBN 978-80-87438-55-8.
- [2] ČECHOVÁ, Pavla. *Vztah typologie a konstrukční soustavy*. Brno, 2015. Dizertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta architektury, Ústav navrhování I.
- [3] ČSN 73 1201 : 1988. *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 1986.
- [4] MAZEL. *Stěnový panel* [výkres tvaru a výztuže]. Brno: KPO Stavoprojekt, 1974.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [6] HALFEN Vertriebsgesellschaft mbH [online katalogový list]. *Frimeda Transportanker: Produktinformation Technik*. ©2017 [cit. 15. 4. 2019]. Dostupné z: https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/TPA_17.pdf
- [7] STEFAN, Libor. Obkladové panely milánských stěn. In: *21. Betonářské dny (2014), Sekce ST4A: Tunely a další realizace*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2014, s. 1-7. ISBN 978-80-903806-7-7.
- [8] TBG Metrostav s.r.o.. *Betonbloky TBG* [online]. Praha: TBG Metrostav s.r.o. [cit. 15. 4. 2019]. Dostupné z: <http://www.tbg-metrostav.cz/produkty/betonbloky-tbg>
- [9] DIN 1045. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin: DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2008.
- [10] ACI 318M-11. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2011. ISBN 978-0-87031-745-3.
- [11] CAN/CSA A23.3-04. *Design of concrete structures*. Mississauga: Canadian Standards Association, 2004. ISBN 1-55397-559-6.

- [12] VDI/BV-BS 6205. *Transportanker und Transportankersysteme für Betonfertigteile: Grundlagen, Bemessung, Anwendung*. Düsseldorf: Verein Deutscher Ingenieure e.V., 2012.
- [13] ČSN 73 1211. *Navrhování betonových konstrukcí panelových budov*. Praha: Český normalizační institut, 1987.
- [14] HORÁČEK, Evžen a kolektiv. *Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov*. 1. díl. Praha: Výzkumný ústav pozemních staveb Praha, 1972.
- [15] HORÁČEK, Evžen a kolektiv. *Směrnice pro navrhování nosné konstrukce panelových budov*. 2. díl. Praha: Výzkumný ústav pozemních staveb Praha, 1972.
- [16] PILLAI, S. Unnikrishna, PARTHASARATHY, C. V. Ultimate Strength and Design of Concrete Walls. *Building and Environment*. 1977, 12 (1), 25-29.
- [17] GREIFENHAGEN, Christian. *Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Squat Shear Walls* [online]. Lausanne: 2006. Dizertační práce. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. [cit. 14. 5. 2019]. Dostupné z: https://infoscience.epfl.ch/record/83347/files/EPFL_TH3512.pdf
- [18] GHOBARAH, Ahmed, GALAL, Khaled a ELGOHARY, Medhat. Dynamic Response of Lightly Reinforced Concrete Walls. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering* [online]. Ottawa: Canadian Association for Earthquake Engineering, 2004. [cit. 14. 5. 2019]. Dostupné z: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_1090.pdf
- [19] Konecranes and Demag s.r.o. Universální jeřáby. *Demagcranes* [online]. Slaný: Konecranes and Demag s.r.o. [cit. 1. 4. 2019]. Dostupné z: <https://www.demagcranes.com/cs/produkty/jeraby/univerzalni-jeraby>
- [20] Pragotechnik, spol. s r. o. [online katalogový list]. *Mobilní jeřáb GROVE GMK 4070E*. ©2014 [cit. 29. 3. 2019]. Číslo publikace GMK4070E-01B-2014-07. Dostupné z: <https://www.pragotechnik.cz/download/GroveGMK/GMK4070E-01B-2014-07.pdf>
- [21] Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH [online katalogový list]. *U2B*. [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: <https://www.hbm.cz/wp-content/uploads/B00482.pdf>
- [22] Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH [online katalogový list]. *MX840B*. [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: <https://www.hbm.cz/wp-content/uploads/B03816.pdf>

- [23] SISGEO S.R.L. [online katalogový list]. *Vibrating Wire Strain Gauges*. ©2018 [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/VK40_EN_03_Vibrating_Wire_Strain_Gauges.pdf
- [24] Datataker Pty Ltd. [online katalogový list]. *GeoLogger DT515 & DT615 – Series 3*. [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: <https://media.lontek.com.au/uploads/pages/datataker/dt515-dt615.pdf>
- [25] Proceq SA. *Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing: The original rebound test hammers for compressive strength and homogeneity assessment* [online]. Schwerzenbach: Proceq SA. [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: <https://www.proceq.com/compare/schmidt-hammers/?fbclid=IwAR0ZIlxxXUhRMoGyCwW-4vVcDiKvfrtOYgIGGIyvokI9RYGkwQTcTKA8ZVU>
- [26] ČSN EN 12504-2 (731303). *Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [27] ČSN EN 12390-3. *Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009.
- [28] Kurzy.cz, spol. s r.o., a AliaWeb, spol. s r.o. Ing. Miroslav Pohl Brno - Živnostenský rejstřík. In: *Kurzy.cz* [online]. Praha: Kurzy.cz, spol. s r.o., a AliaWeb, spol. s r.o., ©2018 [cit. 1. 4. 2019]. Dostupné z: <https://rejstrik-firem.kurzy.cz/zivnostnik/bWqRq5aWlqQ=>
- [29] Tokyo Measuring Instruments Lab. [online katalogový list]. *Strain Gauges 2017*. ©2017 [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: www.tml.jp/e/download/catalog/StrainGauges_E1007E.pdf
- [30] Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH [online katalogový list]. *LY Linear Strain Gauges with 1 Measuring Grid*. [cit. 29. 3. 2019]. Dostupné z: <https://www.hbm.com/en/4561/ly-linear-strain-gauges-with-1-measurement-grid>
- [31] IVECO Czech Republic, a. s. [online katalogový list]. *Stralis X-WAY: Perfect Crossing*. ©2017 [cit. 27. 8. 2019]. Číslo publikace H1715201CS-09/17. Dostupné z: <https://www.iveco.com/Common/Documents/Brochures/stralisxway/H1715201CZ.pdf>

- [32] Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH [online katalogový list]. *S9M*. [cit. 1. 4. 2019]. Dostupné z: <https://www.hbm.cz/wp-content/uploads/B03096.pdf>
- [33] HALAMA, Radim, ADÁMKOVÁ, Ludmila, FOJTÍK, František, FRYDRÝŠEK, Karel, ŠOFER, Michal, ROJÍČEK, Jaroslav a FUSEK, Martin. *Pružnost a pevnost* [online]. Ostrava, 2011 [cit. 27. 3. 2019]. Dostupné z: <https://www.fs.vsb.cz/export/sites/fs/330/.content/files/SkriptaPaP.pdf>. Elektronická skripta. Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava a Západočeská univerzita v Plzni.
- [34] SUCHARDA, Oldřich a BROŽOVSKÝ, Jiří. Vyhodnocení porušení a plasticity betonu u rovinných úloh. In: *Konstrukce.cz* [online]. 17. 7. 2012 [cit. 27. 5. 2018]. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/vyhodnoceni-porusení-a-plasticity-betonu-u-rovinných-úloh>
- [35] KARMAZÍNOVÁ, Marcela. *K problémům metodiky navrhování a experimentálního ověřování rozpěrných kotev* [online]. Brno: Vutium, 2005 [cit. 28. 5. 2018]. Habilitační práce (zkrácená verze). ISSN 1213-418X. Dostupné z: <http://www.vutium.vutbr.cz/tituly/pdf/ukazka/80-214-3009-5.pdf>
- [36] ČSN EN 1992-4 (731220). *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [37] SCIA CZ s. r. o. [online manuál]. *SCIA Engineer*. Praha, Brno: SCIA CZ s. r. o. [cit. 22. 8. 2019]. Dostupné z: https://www.scia.net/cs/system/files/documents/se18_brochure_cz_lr.pdf
- [38] ŠMEJKAL, Jiří a PROCHÁZKA, Jaroslav. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton* [online]. 2010, 6 (52/59) [cit. 28. 5. 2018]. ISSN 1213-3116. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2010-6-52_0.pdf
- [39] ČERVENKA, Jan, PROCHÁZKOVÁ, Zdenka a SAJDLOVÁ, Tereza. *ATENA Program Documentation Part 4-2: Tutorial for Program ATENA 3D* [online]. Praha: Červenka Consulting s. r. o., 2017 [cit. 27. 8. 2018]. Dostupné z: https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA-Engineering-3D_Tutorial.pdf
- [40] IDEA StatiCa s.r.o. *IDEA StatiCa Detail* [online]. Brno: IDEA StatiCa s.r.o. [cit. 27. 8. 2018]. Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/concrete>

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Latinská písmena

a	hrana podstavy redukované projekční plochy
a	plocha, na které je do vzpěry vnášena síla
a_1	vzdálenost úchytných ok
A	celková plocha zkušebního tělesa vystavená vysychání
A_b	plocha průřezu
A_c	konstanta definovaná mechanickými parametry betonu v jednoosém tlaku
A_c	projekční plocha – plocha podstavy kuželu nebo jehlanu
$A_{c,eff}$	efektivní plocha betonu obklopujícího výztuž
A_g	plocha průřezu stěny
a_{max}	celková maximální délka redukované projekční plochy jehlanu
A_s	plocha výztuže
A_{scr}	průřezová plocha jádra šroubu
A_t	konstanta definovaná mechanickými parametry betonu v jednoosém tahu
b	šířka průřezu
b	šířka přepravního popruhu
b	šířka vzpěry
$b_{c,eff}$	šířka efektivní plochy betonu obklopující výztuž
b_{ef}	efektivní šířka vzpěry
c	krytí výztuže
d	účinná výška výztuže
d_s	jmenovitý průměr oka
e	excentricita zatížení
e_{2m}	úchylka osazení
e_{2v}	odchylka v poloze těžišťové osy
e_{tot}	součet výstředností prvního řádu a přídavné výstřednosti geometrických imperfekcí
e_w	excentricita od zatížení větrem
e_z	excentricita od zatížení zemním tlakem
E_{cm}	modul pružnosti betonu
E_s	modul pružnosti výztuže
F	síla působící ve vzpěře
F	síla v přepravním popruhu
f'_c	charakteristická tlaková pevnost betonu
$F_{adh,n}$	normová hodnota přilnavosti dílce k podložce nebo ke stěnám formy
f_b	mezní napětí v soudržnosti
f_{bc}	pevnost betonu ve dvouosém tlaku
f_{bd}	návrhové napětí v soudržnosti
f_c	pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	návrhová tlaková pevnost betonu
f_{ck}	charakteristická tlaková pevnost betonu
$f_{cm,cube}$	krychelná tlaková pevnost betonu

$f_{cm,cyl}$	válcová tlaková pevnost betonu
$f_{ct,fi}$	pevnost betonu v tahu za ohybu
$f_{ct,sp}$	pevnost betonu v příčném tahu
f_{ctd}	návrhová tahová pevnost betonu
$f_{ctk,0,05}$	charakteristická tahová pevnost betonu
f_{ctm}	průměrná tahová pevnost betonu
f_t	pevnost betonu v tahu
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže
F_G	hmotnost dílce
F_k	složka přitlačné síly kolmá ke střednicové rovině
F_n	součet normových hodnot všech sil působících na dílec ve směru předpokládaného pohybu v místě uchycení dílce
F_o	složka přitlačné síly rovnoběžná se střednicovou rovinou
F_s	statická síla v závěsu
F_t	teoretická síla v jeřábovém závěsu
F_v	přítlačná síla
F_z	návrhová síla v přepravním úchytu během uvolňování z formy
g_k	složka tíhy panelu kolmá ke střednicové rovině
g_o	složka tíhy panelu rovnoběžná se střednicovou rovinou
G_n	návrhová hodnota tíhy dílce
h	výška průřezu (tloušťka) stěny
h	výška stěny
$h_{c,eff}$	výška efektivní plochy betonu obklopující výztuž
h_{ef}	zvolená výška jehlanu, který aproximuje vytržené betonové těleso
h_n	náhradní vodorovná liniová podpora
h_o	náhradní tloušťka průřezu
h_p	výška panelu
h_w	celková tloušťka průřezu
H	výška vzpěry
i	intenzita silového nebo momentového účinku
I_1	první invariant tenzoru napětí
I_2	druhý invariant tenzoru napětí
k	součinitel efektivní délky stěny
k_1	součinitel vystihující vlastnosti soudržné výztuže
k_2	součinitel rozdělení poměrného přetvoření
k_3	součinitel vyjadřující délku oblasti kolem trhliny
k_4	součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu
l	délka stropního i stěnového panelu
l	délka zakotvení výztuže
l_1	vzdálenost přepravních úchytů
l_2	vzdálenost přepravního úchytu od svislého okraje panelu
l_b	kotevní délka výztuže
l_c	svislá vzdálenost vodorovných podpor stěny
l_o	účinná délka prvku (výška stěny)

m	poměrná excentricita působíště zatížení
m	vodorovná vzdálenost přepravního úchyty od svislého okraje panelu
M_{Ed}	ohybový moment stanovený na nosníkové analogii
M_o	místní momentový účinek přepravního popruhu
M_u	zatížení ohybovým momentem po vynásobení příslušnými součiniteli
n	počet uvažovaných úchyťů
N_c	celková svislá síla působící na stěnový panel v okamžiku zatížení větrem
N_d	návrhová síla v přepravním úchyty během uvolňování z formy
$N_{Rd,k}$	mezí tahová síla při porušení vytržením betonového kuželu nebo jehlanu
$N_{Rd,red}$	mezí tahová síla při porušení vytržením tělesa betonu aproximovaného jehlanem
o	osová vzdálenost podpor
o	osová vzdálenost výztuže
p	poměr síly ve svislé lemovací výztuži a výslednice celkové návrhové svislé síly
p_{max}	část délky redukované projekční plochy jehlanu
P_n	jmenovitá únosnost stěny
P_u	zatížení svislou silou po vynásobení příslušnými součiniteli
q_{adh}	hodnota přilnavosti mezi povrchem panelu a povrchem betonážní formy
r	šířka podpor – např. šířka dřevěných hranolů
$R_{bt,d}$	výpočtová (návrhová) pevnost betonu v tahu
$R_{scr,d}$	výpočtová pevnost materiálu šroubu
R_{sd}	výpočtová pevnost (návrhová mez kluzu) oceli úchytného oka
$s_{r,max}$	maximální vzdálenost trhlin
S_m	průřezový modul stěny
t	tloušťka stěny
T	příčná tahová síla
T	tahová síla ve výztuži
v	vodorovná vzdálenost přepravních úchyťů
V	objem betonu prefabrikovaných panelů
V	výslednice reakcí v numerickém modelu
V_c	objem betonu zkušební tělesa
w	plošné vodorovné zatížení povrchu stěny větrem
w_d	průřezový modul
w_k	charakteristická šířka trhlin
x	délka tažené části průřezu
x	poloha neutrálné osy
y	délka tlačené části průřezu
z	intenzita plošného zatížení zemním tlakem v patě stěny
z	osová vzdálenost přepravních popruhů
z	součinitel šikmosti zatížení
z	rameno vnitřních sil

Řecká písmena

α	úhel sevřený směrem manipulační síly a směrem síly F_n
α	úhel, který svírá směr dráhy přepravního popruhu s vodorovnou rovinou
α	vrcholový úhel jehlanu, který aproximuje vytržené betonové těleso
α_{cc}	součinitel vlastností prostého betonu
α_{ct}	součinitel vlastností prostého betonu
$\alpha_{ct,pl}$	součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost betonu v tahu
β	úhel, který svírá střednicová rovina panelu s vodorovnou rovinou
β	úhel sevřený větvemi úchytného oka
γ_b	součinitel působení betonu
γ_{bs}	součinitel vlivu vyztužení průřezu
γ_C	objemová tíha železobetonu
γ_c	dílčí součinitel spolehlivosti pro beton
γ_{dyn}	dynamický součinitel zatížení
γ_F	dílčí součinitel zatížení
γ_{fg}	součinitel zatížení vlastní tíhou
γ_{man}	součinitel podmínek působení dílce
γ_s	součinitel spolehlivosti výztuže
δ	úhel zlomu směru dráhy přepravního popruhu
$\Delta\varepsilon$	rozdíl poměrného smršťování horního a dolního povrchu zkušebních vzorků
ε	poměrné přetvoření betonu nebo výztuže
ε	úhel sevřený přítlakovou silou a střednicovou rovinou panelu
ε_{cm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami
ε_{sm}	průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže
η	úhel sevřený přítlakovou silou a směrem dráhy přepravního popruhu
η_1	součinitel podmínek soudržnosti
η_2	součinitel závisující na průměru prutu
κ	součinitel vyjadřující poměr pevnosti betonu v tahu a v tlaku
λ	součinitel vlastností lehčeného betonu
λ	štíhlost prvku (stěny)
μ_s	stupeň vyztužení
$\mu_{s,min}$	minimální stupeň vyztužení
ζ	součinitel přilnavosti bednění
ρ	křivost zkušebních vzorků
$\rho_{p,eff}$	účinný stupeň vyztužení
σ_1, σ_2	hlavní napětí
$\sigma_{b,max}$	maximální hodnota tahového napětí v betonu
σ_s	napětí ve výztuži
τ_c^2	konstanta definovaná mechanickými parametry betonu v jednoosém tlaku
τ_t^2	konstanta definovaná mechanickými parametry betonu v jednoosém tahu
ϕ	průměr výztuže
ϕ	součinitel únosnosti
ϕ	součinitel výstřednosti
χ_{bs}	součinitel závisující na pevnostní třídě betonu

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Soustava P1.11 (převzato z [2], příčný stěnový systém)	7
Obr. 2 Soustava T08B (převzato z [2], příčný stěnový systém se ztužujícími stěnami)...	7
Obr. 3 Soustava T07B (převzato z [2], obousměrný stěnový systém)	7
Obr. 4 Vyztužení stěnového panelu (panelová soustava B70, převzato z [4])	8
Obr. 5 Vyztužení stěnového panelu (panelová soustava B70, převzato z [4])	9
Obr. 6 Základní prvky vyztužení (panelová soustava B70, převzato z [4])	9
Obr. 7 Pohled na usazené zákrytové panely (převzato z [7])	10
Obr. 8 Převravní klec s obkladovými panely (převzato z [7])	10
Obr. 9 Blok z prostého betonu	11
Obr. 10 Stěna z betonových bloků	11
Obr. 11 Příklad výztuže slabě vyztuženého plného stěnového panelu	11
Obr. 12 Montáž panelu ze slabě vyztuženého betonu	11
Obr. 13 Napjatost na mezi porušení průřezu z prostého betonu (převzato z [3])	13
Obr. 14 Označení pro stěny z prostého betonu (převzato a upraveno z [5])	14
Obr. 15 Pracovní diagram prvků z prostého betonu (převzato z [9])	14
Obr. 16 Kotevní délka úchytných ok (převzato a upraveno z [3])	19
Obr. 17 Axonometrie ocelové destičky přepravního úchytu	20
Obr. 18 Přepravní úchyt s přídatnou výztuží zabudovaný v armokoši panelu	20
Obr. 19 Schéma vyztužení kotevní oblasti přepravního úchytu	20
Obr. 20 Vyztužení slabě vyztužených stěn (převzato z [13] a z [14])	21
Obr. 21 Vyztužení horního líce panelu (převzato z [3])	21
Obr. 22 Betonáž prefabrikovaného stěnového panelu na betonážní stůl	22
Obr. 23 Vyzrávání panelů ve vyzrávacím stojanu	22
Obr. 24 Manipulace se stěnovým panelem ve svislé poloze	23
Obr. 25 Působení stěnového panelu v průběhu manipulace ve svislé poloze	23
Obr. 26 Převoz prefabrikovaných stěn v přepravních stojanech	24
Obr. 27 Destrukce nedostatečně připevněného panelu během převozu	24
Obr. 28 Výslednice podporového tlaku stropních panelů (převzato z [15])	24
Obr. 29 Stěna zatížená svislou silou s excentricitou	24
Obr. 30 Statické schéma zatížení stěn větrem	26
Obr. 31 Statické schéma zatížení suterénních stěn zemním tlakem	26
Obr. 32 Zkušební stěna zatížená svislou silou (převzato a upraveno z [5])	26
Obr. 33 Vliv štíhlosti na únosnost stěny (převzato a upraveno z [5])	26
Obr. 34 Statické schéma - prvek A	29
Obr. 35 Statické schéma - prvek B	29
Obr. 36 Statické schéma - prvek C	29
Obr. 37 Statické schéma - prvek D	29
Obr. 38 Statické schéma - prvek E	29
Obr. 39 Statické schéma - prvek F	29
Obr. 40 Manipulace s prvkem A	30
Obr. 41 Manipulace s prvkem B	30
Obr. 42 Manipulace s prvkem C	30

Obr. 43 Manipulace s prvkem D	30
Obr. 44 Manipulace s prvkem E.....	30
Obr. 45 Manipulace s prvkem F.....	30
Obr. 46 Statické schéma - prvek G.....	31
Obr. 47 Statické schéma - prvek H.....	31
Obr. 48 Statické schéma - prvek I.....	31
Obr. 49 Statické schéma - prvek J.....	31
Obr. 50 Manipulace s prvkem G	31
Obr. 51 Manipulace s prvkem H.....	31
Obr. 52 Manipulace s prvkem I.....	32
Obr. 53 Manipulace s prvkem J	32
Obr. 54 Síla v jeřáb. závěsu - prvek A.....	32
Obr. 55 Síla v jeřáb. závěsu - prvek B.....	32
Obr. 56 Síla v jeřáb. závěsu - prvek C.....	32
Obr. 57 Síla v jeřáb. závěsu - prvek D.....	32
Obr. 58 Síla v jeřáb. závěsu - prvek E.....	33
Obr. 59 Síla v jeřáb. závěsu - prvek F	33
Obr. 60 Síla v jeřáb. závěsu - prvek G.....	33
Obr. 61 Síla v jeřáb. závěsu - prvek H.....	33
Obr. 62 Síla v jeřáb. závěsu - prvek I.....	33
Obr. 63 Síla v jeřáb. závěsu - prvek J.....	33
Obr. 64 Velikost zkušebních vzorků	35
Obr. 65 Betonáž zkušebních vzorků.....	36
Obr. 66 Vzorky po odbednění.....	36
Obr. 67 Instalace tenzometrů do vzorku tloušťky 200 mm	36
Obr. 68 Tenzometry po instalaci	36
Obr. 69 Umístění tenzometrů ve zkušebních vzorcích.....	36
Obr. 70 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 75 mm	39
Obr. 71 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 125 mm	39
Obr. 72 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 150 mm	39
Obr. 73 Smršťování a křivost vzorku tloušťky 200 mm	39
Obr. 74 Vývoj tlakové pevnosti betonu.....	39
Obr. 75 Vývoj tahové pevnosti betonu	39
Obr. 76 Rozměry zkušebních vzorků	40
Obr. 77 Betonáž zkušebních vzorků.....	41
Obr. 78 Zkušební vzorky po odbednění	41
Obr. 79 Vytažení výztuže ze vzorku o rozměru 300/150/200 mm	41
Obr. 80 Porušený zkušební vzorek o rozměru 300/150/300 mm.....	41
Obr. 81 Panel před odtržením z betonážního stolu	44
Obr. 82 Panel po odtržení z betonážního stolu	44
Obr. 83 Síla v jeřábovém závěsu v průběhu odtržení od betonážního stolu.....	44
Obr. 84 Manipulace s panelem A.....	46
Obr. 85 Manipulace s panelem B	46
Obr. 86 Schéma tvaru a vyztužení panelů A a B, poloha a orientace tenzometrů	46

Obr. 87 Tenzometry do betonu při horním a dolním povrchu.....	48
Obr. 88 Tenzometr na výztuži	48
Obr. 89 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T1, T2).....	48
Obr. 90 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T3, T4).....	48
Obr. 91 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T5, T6).....	49
Obr. 92 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T7, T8).....	49
Obr. 93 Změny přetvoření při vyjmutí panelu A z formy (tenzometry T9, T10).....	49
Obr. 94 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T11, T12)	49
Obr. 95 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T13, T14)	49
Obr. 96 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T15, T16)	49
Obr. 97 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T17, T18)	50
Obr. 98 Změny přetvoření při vyjmutí panelu B z formy (tenzometry T19, T20)	50
Obr. 99 Vozidlo najíždějící na překážku	52
Obr. 100 Pokusná překážka	52
Obr. 101 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T1, T2).....	52
Obr. 102 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T3, T4).....	52
Obr. 103 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T5, T6).....	53
Obr. 104 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T7, T8).....	53
Obr. 105 Změny přetvoření při přejezdu panelu A (tenzometry T9, T10).....	53
Obr. 106 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T11, T12)	53
Obr. 107 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T13, T14)	53
Obr. 108 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T15, T16)	53
Obr. 109 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T17, T18)	54
Obr. 110 Změny přetvoření při přejezdu panelu B (tenzometry T19, T20)	54
Obr. 111 Přepavní stojany	55
Obr. 112 Panely na nákladním vozidle.....	55
Obr. 113 Instalovaný siloměr.....	55
Obr. 114 Trasa zkušební jízdy	55
Obr. 115 Schéma přepravního stojanu a přepravovaného panelu.....	56
Obr. 116 Průběh síly v přepravním popruhu v průběhu zkušební jízdy.....	56
Obr. 117 Mohrova hypotéza pevnosti betonu při dvouosé napjatosti.....	59
Obr. 118 Chenova hypotéza pevnosti betonu při dvouosé napjatosti	59
Obr. 119 Srovnání Mohrovy a Chenovy hypotézy pevnosti betonu	60
Obr. 120 Výsledná přijatá hypotéza pevnosti betonu při dvouosé napjatosti.....	61
Obr. 121 Stěnový panel v průběhu vyjmutí z betonážního stolu.....	62
Obr. 122 Statické schéma stěnového panelu	62
Obr. 123 Vytržení betonového tělesa v okolí svislé výztuže pod přepravním úchytem.....	65
Obr. 124 Vytržení betonových těles z panelu.....	65
Obr. 125 Stanovení maximální délky redukované projekční plochy jehlanu.....	67
Obr. 126 Namáhání v důsledku kotvení výztuže a nosníkového působení	68
Obr. 127 Přepavní poloha panelu na svislo	69
Obr. 128 Přepavní poloha panelu na ležato.....	69
Obr. 129 Nákladní vozidlo se stěnovými panely v přepravních stojanech	69
Obr. 130 Zatížení stěnového panelu v průběhu přepravy v poloze na svislo	70

Obr. 131 Geometrie přepravního popruhu.....	71
Obr. 132 Stanovení úhlu ε	71
Obr. 133 Statické schéma panelu v přepravním stojanu (axonometrie).....	72
Obr. 134 Prefabrikovaný stěnový panel porušený smršťovacími trhlinami	74
Obr. 135 Statické schéma stěnového panelu zatíženého zkrácením plochy	74
Obr. 136 Příklad vyztužení stěnového panelu ze slabě vyztuženého betonu	76
Obr. 137 Odhad vzdálenosti trhlín $s_{r,max1}$ pod přepravním úchytem	79
Obr. 138 Příčné tahové síly v betonových vzpěrách (překresleno z [5])	80
Obr. 139 Trajektorie tlakové síly v betonových vzpěrách.....	80
Obr. 140 Modifikované modely náhradní příhradové analogie	82
Obr. 141 Trajektorie tahové síly	82
Obr. 142 Numerické modely pro určení trajektorie tahové síly	83
Obr. 143 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 0,15 m	83
Obr. 144 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 1,0 m	83
Obr. 145 Trajektorie tahové síly - numerické modely prvků šířky 3,0 m	83
Obr. 146 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=0,15m$, $d=0,05m$	85
Obr. 147 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=0,15m$, $d=0,75m$	85
Obr. 148 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=3,0m$, $d=0,05m$	85
Obr. 149 Příčná tahová síla - intenzita normálové síly, $b=3,0m$, $d=0,75m$	85
Obr. 150 Odhad vzdálenosti trhlín $s_{r,max2}$ v místě přepravního úchyty	87
Obr. 151 Numerické modely pro určení trajektorie tlakové síly v podpoře	91
Obr. 152 Trajektorie tlakové síly v podpoře	91
Obr. 153 Model náhradní příhradové analogie pro přenos síly ze stropního panelu	92
Obr. 154 Trajektorie tlakové síly v podpoře	92
Obr. 155 Tah v podpoře - intenzita normálové síly, $a=0,03$ m (SCIA Engineer).....	92
Obr. 156 Tah v podpoře - intenzita normálové síly, $a=0,09$ m (SCIA Engineer).....	92
Obr. 157 Model náhradní příhradové analogie pro přenos síly ze stropního panelu	93
Obr. 158 Trajektorie tlakové síly v podpoře dle směrnice [15]	93
Obr. 159 Svislá lemovací výztuž v panelu s vodorovnou trhlinou	94
Obr. 160 Numerický model části panelu pod myšlenou vodorovnou trhlinou.....	94
Obr. 161 Síly v lemovací výztuži a ve svislé výztuži pod přepravními úchyty.....	95
Obr. 162 Panel porušený třemi svislými trhlinami	98
Obr. 163 Panel porušený dvěma vodorovnými trhlinami.....	98
Obr. 164 Vodorovná výztuž v oblasti kotvení svislé výztuže pod přepravními úchyty.....	100
Obr. 165 Příčná výztuž v oblasti stykování přesahem (převzato z [5]).....	101
Obr. 166 Příčná výztuž přesahu lemovací výztuže (horní okraj panelu).....	102
Obr. 167 Příčná výztuž přesahu lemovací výztuže (dolní okraj panelu).....	102
Obr. 168 Dovolené namáhání stěny z prostého betonu	103
Obr. 169 Navržená výztuž slabě vyztuženého panelu.....	105
Obr. 170 Statické schéma slabě vyztuženého panelu zatíženého zkrácením	107
Obr. 171 Napětí σ_1 , $t = 3$ dny, $E_{cm} = 29,29$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,02$ ‰	107
Obr. 172 Napětí σ_2 , $t = 3$ dny, $E_{cm} = 29,29$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,02$ ‰	107
Obr. 173 Statické schéma stěnového panelu v průběhu vyjmutí z betonážního stolu ..	108
Obr. 174 Napětí σ_1 v průběhu vyjmutí z betonážního stolu	108

Obr. 175 Napětí σ_2 v průběhu vyjmutí z betonážního stolu	108
Obr. 176 Statické schéma slabě vyztuženého panelu zatíženého zkrácením	109
Obr. 177 Napětí σ_1 , $t = 14$ dnů, $E_{cm} = 31,99$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,098$ ‰	110
Obr. 178 Napětí σ_2 , $t = 14$ dnů, $E_{cm} = 31,99$ GPa, $\varepsilon_{cs} = 0,098$ ‰	110
Obr. 179 Statické schéma panelu v průběhu převozu na staveniště	111
Obr. 180 Hlavní napětí σ_1 na povrchu panelu vzdálenějším od přepravního stojanu...111	
Obr. 181 Hlavní napětí σ_2 na povrchu panelu vzdálenějším od přepravního stojanu...111	
Obr. 182 Hlavní napětí σ_1 na povrchu panelu bližším k přepravnímu stojanu.....112	
Obr. 183 Hlavní napětí σ_2 na povrchu panelu bližším k přepravnímu stojanu.....112	
Obr. 184 Statické schéma panelu ve finálním stavu působení	113
Obr. 185 Nelineární pracovní diagram betonu (převzato z [39]).....121	
Obr. 186 Bilineární pracovní diagram výztuže (převzato z [39]).....121	
Obr. 187 Model betonu panelu (ATENA).....122	
Obr. 188 Model vyztužení ohnutou KARI sítí (ATENA).....122	
Obr. 189 Model vyztužení obvodovou lemovací výztuží (ATENA).....122	
Obr. 190 Model vyztužení svislou výztuží pod přepravními úchyty (ATENA).....122	
Obr. 191 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (ATENA).....123	
Obr. 192 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (ATENA).....123	
Obr. 193 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (SCIA Engineer).....123	
Obr. 194 Hlavní napětí v betonu v důsledku smršťování (SCIA Engineer).....123	
Obr. 195 Model betonu panelu (ATENA).....124	
Obr. 196 Model ocelových kotevních bloků (ATENA).....124	
Obr. 197 Model vyztužení svislou výztuží pod přepr. úchyty (ATENA).....125	
Obr. 198 Model vyztužení obvodovou lemovací výztuží (ATENA).....125	
Obr. 199 Svislá výztuž délky 0,5 m (ATENA).....126	
Obr. 200 Svislá výztuž délky 1,0 m (ATENA).....126	
Obr. 201 Svislá výztuž délky 1,5 m (ATENA).....126	
Obr. 202 Svislá výztuž délky 2,62 m (ATENA).....126	
Obr. 203 Svislá výztuž délky 0,5 m (SCIA Engineer).....126	
Obr. 204 Svislá výztuž délky 1,0 m (SCIA Engineer).....126	
Obr. 205 Svislá výztuž délky 1,5 m (SCIA Engineer).....127	
Obr. 206 Svislá výztuž délky 2,62 m (SCIA Engineer).....127	
Obr. 207 Trhliny o šířce větší než 0,1 mm v panelu se svislou výztuží délky 1,0 m....127	
Obr. 208 Hlavní napětí v betonu panelu (svislá výztuž délky 1,0, SCIA Engineer)128	
Obr. 209 Hlavní napětí v betonu panelu (svislá výztuž délky 1,0, SCIA Engineer)128	
Obr. 210 Napětí ve svislé výztuži (ATENA).....130	
Obr. 211 Napětí ve vodorovné výztuži (ATENA).....130	
Obr. 212 Návrhový pracovní diagram betonu (převzato z [40]).....131	
Obr. 213 Návrhový pracovní diagram výztuže (převzato z [40]).....131	
Obr. 214 Statické schéma v průběhu vyjmutí panelu z betonážního stolu (IDEA).....132	
Obr. 215 Model vyztužení svislou výztuží pod přepravními úchyty (IDEA).....132	
Obr. 216 Model vyztužení obvodovou lemovací výztuží (IDEA).....132	
Obr. 217 Tlakové napětí v betonu panelu (IDEA).....133	
Obr. 218 Napětí ve výztuži panelu (IDEA).....133	

Obr. 219 Rozložení tahů a tlaků v panelu dle softwaru IDEA	133
Obr. 220 Model betonu výřezu panelu (ATENA).....	134
Obr. 221 Model vyztužení výřezu panelu (ATENA)	134
Obr. 222 Model betonu výřezu panelu (IDEA)	135
Obr. 223 Model vyztužení výřezu panelu (IDEA).....	135
Obr. 224 Šířka vodorovných trhlin ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25)	135
Obr. 225 Šířka svislých trhlin ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25).....	135
Obr. 226 Trhliny ATENA ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25, $F_z = 40,20$ kN).....	136
Obr. 227 Trhliny IDEA ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25, $F_z = 40,20$ kN).....	136

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Minimální kotevní délka úchytných ok (převzato z [3])	19
Tab. 2 Síla v jeřábovém závěsu v průběhu manipulace prvků	34
Tab. 3 Poměrné smršťování a křivost zkušebních vzorků.....	38
Tab. 4 Mechanické vlastnosti použité betonové směsi	38
Tab. 5 Soudržnost betonu a výztuže 20 hodin po ukončení betonáže.....	42
Tab. 6 Pevnost betonu v příčném tahu 20 hodin po ukončení betonáže	42
Tab. 7 Pevnost betonu v tahu za ohybu 20 hodin po ukončení betonáže.....	43
Tab. 8 Specifikace polohy tenzometrů.....	47
Tab. 9 Pevnost betonu zkušebních panelů 16 hodin po ukončení betonáže.....	50
Tab. 10 Maximální změna tahového přetvoření (vyjmutí z betonážního stolu).....	50
Tab. 11 Pevnost betonu zkušebních panelů 16 hodin po ukončení betonáže.....	54
Tab. 12 Maximální změna tahového přetvoření (přejezd přes překážku)	54
Tab. 13 Hodnota mezního napětí betonu v tahu f_{in}	61
Tab. 14 Velikost příčné tahové síly získané integrací intenzity normálové síly	85
Tab. 15 Srovnání variant hodnot příčné tahové síly v podpoře	91
Tab. 16 Síla ve svislé lemovací výztuži zjištěná numerickými modely.....	96
Tab. 17 Průměr ocelových prutů reprezentujících výztužné vložky	107
Tab. 18 Hlavní tahová napětí vznikající v panelu z důvodu smršťování	123
Tab. 19 Síla na mezi porušení betonu panelu F_{nelin} (ATENA)	127
Tab. 20 Dovolená síla v přepravním úchytu $F_{nelin,dov}$ (ATENA)	127
Tab. 21 Dovolená síla v přepravním úchytu $F_{lin,dov}$ (SCIA Engineer)	129
Tab. 22 Srovnání hodnot dovolené síly v přepravním úchytu $F_{lin,dov}$ a $F_{nelin,dov}$	129
Tab. 23 Využití svislé a vodorovné výztuže v mezním stavu únosnosti.....	131
Tab. 24 Využití betonu a výztuže v mezním stavu únosnosti (IDEA).....	133
Tab. 25 Výpočet svislé síly v přepravním úchytu.....	136
Tab. 26 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C16/20)	136
Tab. 27 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C16/20)	136
Tab. 28 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C16/20)	137
Tab. 29 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C 20/25)	137
Tab. 30 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 20/25)	137
Tab. 31 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C 20/25)	137
Tab. 32 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=12$ mm, $\phi_2=6$ mm, C 25/30)	137
Tab. 33 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=16$ mm, $\phi_2=8$ mm, C 25/30)	138
Tab. 34 Šířka trhlin v místě přepravního úchytu ($\phi_1=20$ mm, $\phi_2=10$ mm, C 25/30)	138

PŘEHLED PUBLIKOVANÝCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K TÉMATU DIZERTAČNÍ PRÁCE

2019

- [J1] JANDA, Miloslav, ZICH, Miloš a DANĚK, Petr. Experimentální ověření namáhání prefabrikovaných stěnových panelů ze slabě vyztuženého betonu v průběhu výroby, manipulace a přepravy. *Beton TKS*. 2019, 19 (2), 32-37. ISSN 1213-3116.
- [J2] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Experimental Verification of Properties of Concrete Mixtures for Concrete Prefabricated Elements. In: *Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies III*. London: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2019, s. 113-118. ISBN 978-0-367-07509-5.
- [J3] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Time Development of Concrete Strength in Comparison with the Development of Concrete Shrinkage. *Solid State Phenomena*. 2019, 292, 69-75. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.292.69. ISSN 1662-9779.

2018

- [J4] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Experimentální ověření vlastností betonové směsi pro betonové prefabrikáty. In: *Betonářské dny 2018*. Bratislava: Slovenská technická univerzita v Bratislave, 2018, s. 319-322. ISBN 978-80-227-4852-0.
- [J5] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Časový vývoj pevnosti betonu ve srovnání s vývojem smršťování betonu. In: *25. Betonářské dny 2018*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2018, s. 319-326. ISBN 978-80-906759-6-4.
- [J6] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Dynamic Component Load of the Prefabricated Panels During Their Handling. *Solid State Phenomena*. 2018, 272, 82-87. DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.272.82. ISSN 1662-9779.
- [J7] JANDA, Miloslav. Experimentální stanovení smršťování betonu jednostranně vysychajících panelů. In: *Juniorstav2018: 20. odborná konference doktorského studia*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2018, s. 384-389. ISBN 978-80-86433-69-1.

2017

- [J8] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Dynamická složka zatížení prefabrikovaných panelů během jejich manipulace. In: *24. Betonářské dny 2017*. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2017, s. 1-6. ISBN 978-80-906759-0-2.
- [J9] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Experimentální stanovení kotevní délky manipulační výztuže prefabrikovaných panelů. In: *19. odborná konference doktorského studia*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2017, s. 1-8. ISBN 978-80-214-5473-6.
- [J10] JANDA, Miloslav a ZICH, Miloš. Stanovení kotevní délky manipulační výztuže prefabrikovaných panelů pomocí zkoušky vytažením výztuže. In: *14. konference TECHNOLOGIE 2017*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2017, s. 1-7. ISBN 978-80-906097-9-2.

SEZNAM PŘÍLOH

PŘÍLOHA A

Receptura směsi použitá pro měření smršťování betonu (kap. 5.2)

složka	kg.m ⁻³
cement CEM I 52,5 R	360
volně ložený vápenec VJM7/V	115
prané kamenivo KD frakce 0/4	840
hrubé kamenivo PKD 8/16	895
plastifikátor Isoflow	3,2
voda	194

PŘÍLOHA B

Receptura směsi použitá pro měření soudržnosti betonu a výztuže (kap. 5.4)

složka	kg.m ⁻³
cement CEM I 52,5 R	330
popílek	110
prané kamenivo KD frakce 0/4	900
hrubé kamenivo PKD 8/16	860
plastifikátor Readyplast FTF1	3,0
voda	185

PŘÍLOHA C

Receptura směsi použitá pro měření namáhání betonu (kap. 5.6)

složka	kg.m ⁻³
cement CEM I 42,5 R	340
popílek	80
prané kamenivo KD frakce 0/4	845
hrubé kamenivo PKD 8/16	930
plastifikátor CX Isolflex 833	2,8
voda	180

PŘÍLOHA D

Výpočet svislé síly na mezi únosnosti stěny z prostého betonu

Česká norma ČSN EN 1992-1-1 [5]:

f_{ck} [MPa]	20,0					
γ_c	1,5					
$f_{cd,pl} = 0,8 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ [MPa]	10,67					
b [mm]	1000,0					
t [mm]	150,0					
$h_w = t$ [mm]	150,0					
l_c [mm]	2800,0					
$l_o = l_c$ [mm]	2800,0					
$e_i = \frac{l_o}{400}$ [mm]	7,0					
e_o [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
$e_{tot} = e_o + e_i$ [mm]	7,0	22,0	37,0	52,0	67,0	82,0
$\phi = \min \left\{ 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \cdot \frac{l_o}{h_w}; 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w} \right\}$	0,66	0,43	0,20	0	0	0
$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \phi$ [kN]	1056	688	320	0	0	0

Německá norma DIN 1045 [9]:

β_{WN} (B25) [MPa]	25,0					
β_R [MPa]	17,5					
b [mm]	1000,0					
t [mm]	150,0					
$h = t$ [mm]	150,0					
l_c [mm]	2800,0					
$s_k = l_c$ [mm]	2800,0					
$k = \frac{h}{6}$ [mm]	25,0					
$\lambda = \frac{s_k}{\frac{h}{\sqrt{12}}}$	65					
$e_u = \frac{s_k}{300}$ [mm]	9,3					
e_o [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
$e = e_o + e_u$ [mm]	9,3	24,3	39,3	54,3	69,3	84,3
$m = \frac{e}{k}$	0,37	0,97	1,57	2,17	2,77	3,37
$\chi = 1 - \frac{\lambda}{140} \cdot \left(1 + \frac{m}{3} \right)$	0,48	0,39	0,29	0,20	0,11	0,01
$N_R = \chi \cdot \beta_R \cdot b \cdot (h - 2 \cdot e)$ [kN]	1104	819	362	145	22	0

Americká norma ACI 318M-11 [10]:

f'_c [MPa]	20,0					
b [mm]	1000,0					
t [mm]	150,0					
l_c [mm]	2800,0					
$h = t$ [mm]	150,0					
ϕ	0,6					
λ	1,0					
$A_g = b \cdot h$ [m ²]	0,15					
$S_m = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$ [m ³]	0,00375					
$0,6 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{l_c}{32 \cdot h}\right)^2\right] \cdot A_g$ [kN]	712,5					
$0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot S_m$ [kN.m]	38,25					
$0,42 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$ [kPa]	1127					
TLAČENÁ VLÁKNA						
$\frac{P_{u1}}{712,5} + \frac{P_{u1} \cdot e}{38,25} \leq 1,0$						
$P_{u1} = \frac{712,5}{1 + 18,63 \cdot e}$						
TAŽENÁ VLÁKNA						
$\frac{P_{u2} \cdot e}{0,00375} - \frac{P_{u2}}{0,15} \leq 1127$						
$P_{u2} = \frac{169,5}{40 \cdot e - 1}$						
SÍLA NA MEZI ÚNOSNOSTI						
$P_u = P_{u1} = \frac{712,5}{1 + 18,63 \cdot e} \text{ pro } e \leq \frac{h}{6}$						
$P_u = \min\{P_{u1}; P_{u2}\} = \min\left\{\frac{712,5}{1 + 18,63 \cdot e}; \frac{169,5}{40 \cdot e - 1}\right\} \text{ pro } e > \frac{h}{6}$						
e_o [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
$e = \max\left\{e_o; \frac{h}{10}\right\}$ [mm]	15,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
P_u [kN]	557	557	457	212	121	85

Kanadská norma CAN/CSA-A23.3-04 [11]:

f'_c [MPa]	20,0					
b [mm]	1000,0					
t [mm]	150,0					
l_c [mm]	2800,0					
ϕ_c	0,6					
λ	1,0					
k	1,0					
$A_g = b \cdot t$ [m ²]	0,15					
$S_m = \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2$ [m ³]	0,00375					
$0,75 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot t}\right)^2\right]$ [kPa]	5938					
$0,37 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c}$	993					
TLAČENÁ VLÁKNA						
$\frac{P_{u1}}{0,15} + \frac{P_{u1} \cdot e}{0,00375} \leq 5938$						
$P_{u1} = \frac{891}{1 + 40,0 \cdot e}$						
TAŽENÁ VLÁKNA						
$\frac{P_{u2} \cdot e}{0,00375} - \frac{P_{u2}}{0,15} \leq 993$						
$P_{u2} = \frac{149}{40 \cdot e - 1}$						
SÍLA NA MEZI ÚNOSNOSTI						
$P_u = P_{u1} = \frac{891}{1 + 40 \cdot e}$ pro $e \leq \frac{h}{6}$						
$P_u = \min\{P_{u1}; P_{u2}\} = \min\left\{\frac{891}{1 + 40 \cdot e}; \frac{149}{40 \cdot e - 1}\right\}$ pro $e > \frac{h}{6}$						
e_o [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
$e = \max\left\{e_o; \frac{t}{10}\right\}$ [mm]	15,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
P_u [kN]	557	557	405	186	106	75

Česká norma ČSN 73 1201 : 1988 [3]:

R_{bn} (B25) [MPa]	18,5					
R_{bd} [MPa]	14,5					
E_b [GPa]	30,0					
γ_{bs}	0,8					
γ_{b2}	1,0					
b [mm]	1000,0					
t [mm]	150,0					
l_c [mm]	2800,0					
$l_o = l_c$ [mm]	2800,0					
$e_a = \min \left\{ \frac{l_o}{400}; \frac{t+450}{60} \right\}$ [mm]	10,0					
φ_p	1,0					
χ_{lt}	1,5					
$I_b = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3$ [m ⁴]	0,00028125					
e_f [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
$e_e = e_f + e_a$ [mm]	10,0	25,0	40,0	55,0	70,0	85,0
$N_d = b \cdot \gamma_{bs} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bd} \cdot (t - 2 \cdot e_e)$ [kN]	1508	1160	812	464	116	0
$w = \max \left\{ \frac{e_f}{t}; 0,5 - 0,01 \cdot \left(R_{bd} + \frac{l_o}{t} \right) \right\}$	0,168	0,168	0,200	0,300	0,400	0,500
$\chi_{ep} = \min \left\{ \frac{1,2 \cdot \varphi_p + w}{\varphi_p + 10 \cdot w}; 1,0 \right\}$	0,51	0,51	0,47	0,38	0,32	0,28
$N_{cr} = \frac{6,4}{l_c^2} \cdot \frac{\chi_{ep}}{\chi_{lt}} \cdot E_b \cdot I_b$ [kN]	2342	2342	2158	1745	1469	1286
$\eta = \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N_d }$ [kN]	2,81	1,98	1,60	1,36	1,09	1,0
$e_d = \eta \cdot e_e$ [mm]	28,1	49,5	64	74,8	76,3	85
$N_d = b \cdot \gamma_{bs} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bd} \cdot (t - 2 \cdot e_d)$ [kN]	1088	597	255	5	0	0

PŘÍLOHA E

Výpočet dovoleného zatížení stěny z prostého betonu dle [5], [9], [10], [11], [3]:

e_o [mm]	0,0	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
ČSN EN 1992-1-1 [5]:						
N_{Rd} [kN]	1056	688	320	0	0	0
$\gamma_F = \frac{1,35+1,5}{2}$	1,425					
$N_{dov} = \frac{N_{Rd}}{\gamma_F}$ [kN]	741	483	225	0	0	0
DIN 1045 [9]:						
N_R [kN]	1104	819	362	145	22	0
γ	2,100					
$N_{dov} = \frac{N_R}{\gamma}$ [kN]	523	390	172	69	10	0
ACI 318M-11 [10]:						
P_u [kN]	557	557	457	212	121	85
$\gamma = \frac{1,2+1,6}{2}$	1,400					
$N_{dov} = \frac{P_u}{\gamma}$ [kN]	398	398	326	151	86	61
CAN/CSA-A23.3-04 [11]:						
P_u [kN]	557	557	405	186	106	75
$\gamma = \frac{1,25+1,50}{2}$	1,375					
$N_{dov} = \frac{P_u}{\gamma}$ [kN]	405	405	294	135	77	55
ČSN 73 1201 : 1988 [3]:						
N_d [kN]	1088	597	255	5	0	0
$\gamma_F = \frac{1,1+1,4}{2}$	1,250					
$N_{dov} = \frac{N_d}{\gamma_F}$ [kN]	870	478	204	4	0	0

PŘÍLOHA F

Materiálové parametry pro beton C 30/37 o stáří 28 dní – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	32000	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,2	[-]
specifická hmotnost	ρ	23	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]
pevnost v tahu	f_t	2,0	[MPa]
pevnost v tlaku	f_c	-30	[MPa]
specifická lomová energie	G_f	$5 \cdot 10^{-5}$	[MN.m ⁻¹]
plastické přetvoření	ϵ_{cp}	$-1,2244 \cdot 10^{-3}$	[-]
kritická tlaková deformace	w_d	$-5 \cdot 10^{-4}$	[m]
redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin	$r_{c,lim}$	0,8	[-]
velikost kameniva	d_g	0,02	[m]

PŘÍLOHA G

Materiálové parametry pro beton C 30/37 o stáří 3 dny – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	28290	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,2	[-]
specifická hmotnost	ρ	23	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]
pevnost v tahu	f_t	1,21	[MPa]
pevnost v tlaku	f_c	-15	[MPa]
specifická lomová energie	G_f	$3,25 \cdot 10^{-5}$	[MN.m ⁻¹]
plastické přetvoření	ϵ_{cp}	$-1,3231 \cdot 10^{-3}$	[-]
kritická tlaková deformace	w_d	$-5 \cdot 10^{-4}$	[m]
redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin	$r_{c,lim}$	0,8	[-]
velikost kameniva	d_g	0,02	[m]

PŘÍLOHA H

Materiálové parametry pro beton C 16/20 – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	29000	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,2	[-]
specifická hmotnost	ρ	23	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]
pevnost v tahu	f_t	1,30	[MPa]
pevnost v tlaku	f_c	-16	[MPa]
specifická lomová energie	G_f	$3,25 \cdot 10^{-5}$	[MN.m ⁻¹]
plastické přetvoření	ε_{cp}	$-1,3231 \cdot 10^{-3}$	[-]
kritická tlaková deformace	w_d	$-5 \cdot 10^{-4}$	[m]
redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin	$r_{c,lim}$	0,8	[-]
velikost kameniva	d_g	0,02	[m]

PŘÍLOHA I

Materiálové parametry pro beton C 20/25 – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	30000	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,2	[-]
specifická hmotnost	ρ	23	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]
pevnost v tahu	f_t	1,5	[MPa]
pevnost v tlaku	f_c	-20	[MPa]
specifická lomová energie	G_f	$3,75 \cdot 10^{-5}$	[MN.m ⁻¹]
plastické přetvoření	ε_{cp}	$-1,2999 \cdot 10^{-3}$	[-]
kritická tlaková deformace	w_d	$-5 \cdot 10^{-4}$	[m]
redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin	$r_{c,lim}$	0,8	[-]
velikost kameniva	d_g	0,02	[m]

PŘÍLOHA J

Materiálové parametry pro beton C 25/30 – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	31000	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,2	[-]
specifická hmotnost	ρ	23	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]
pevnost v tahu	f_t	1,8	[MPa]
pevnost v tlaku	f_c	-25	[MPa]
specifická lomová energie	G_f	$4,5 \cdot 10^{-5}$	[MN.m ⁻¹]
plastické přetvoření	ϵ_{cp}	$-1,2629 \cdot 10^{-3}$	[-]
kritická tlaková deformace	w_d	$-5 \cdot 10^{-4}$	[m]
redukce tlakové pevnosti vlivem trhlin	$r_{c,lim}$	0,8	[-]
velikost kameniva	d_g	0,02	[m]

PŘÍLOHA K

Materiálové parametry pro výztuž B500B – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	200000	[MPa]
mez kluzu	f_y	500	[MPa]
mez pevnosti	f_u	550	[MPa]
specifická hmotnost	ρ	78,5	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]

PŘÍLOHA L

Materiálové parametry pro ocel S235 – charakteristické hodnoty (ATENA)

parametr	označení	hodnota	jednotky
modul pružnosti	E	200000	[MPa]
poissonovo číslo	ν	0,3	[-]
mez pevnosti	f_y	235	[MPa]
specifická hmotnost	ρ	78,5	[kN.m ⁻³]
součinitel teplotní roztažnosti	α	$1,2 \cdot 10^{-5}$	[K ⁻¹]